

UNIVERSIDAD DE CUENCA
FUNDADA EN 1867



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación del comportamiento hidráulico de obras de captación
mediante modelamiento hidrodinámico del flujo en 1-D y 2-D**

*Tesis previa a la obtención
del título de Ingeniero Civil*

DIRECTOR:
Ing. José Vicente Tinoco MSc.

AUTOR:
Sandro Vinicio Castro Salinas

Cuenca - Ecuador
Octubre 2015

Resumen

El río Quevedo es el principal proveedor de agua para el proyecto “PACALORI”, del cual se necesita captar $30 \text{ m}^3/\text{s}$ de agua que serán distribuidos por canales y túneles hacia a las áreas de riego contempladas en el proyecto. Debido al costo económico que representa la construcción de un modelo físico que permita evaluar el comportamiento del flujo, se ha propuesto la modelización matemática del flujo usando los modelos HEC-RAS en 1-D e IBER en 2-D, a fin de determinar los niveles de flujo y las obras hidráulicas que permitan captar el caudal indicado. Por lo tanto, los objetivos de este trabajo son la modelación matemática del flujo en el río Quevedo en estado natural en 1-D y 2-D; y la posterior modelación bidimensional del flujo emplazadas las estructuras hidráulicas en el río. En IBER se asignó como condición de borde el régimen de flujo (subcrítico); y en HEC-RAS se ingresó la pendiente del cauce. De la modelación en 1-D y 2-D, se obtuvieron mapas de inundación semejantes, lo que indica que se puede usar el modelo HEC-RAS para modelizar el flujo en este tipo de ríos. De los resultados de la modelación bidimensional en IBER, las obras de dissipación muestran un buen funcionamiento, los niveles de agua en las obras hidráulicas son más altos que el nivel normal de operación de las compuertas. Sin embargo, se está analizando otros escenarios que corroboren los resultados obtenidos. También, las zonas de recirculación identificadas muestran velocidades muy bajas donde la sedimentación será muy alta, que pueden disminuir la eficiencia de las obras hidráulicas a implementarse.

Palabras clave: Estructuras hidráulicas, Hidrodinámica de ríos, Modelos hidráulicos, PACALORI, IBER, HEC-RAS.

Abstract

The Quevedo River is the main water source for the “PACALORI” project. A flow rate of $30 \text{ m}^3/\text{s}$ will be diverted from Quevedo river to the irrigation areas of the PACALORI project through channels. Modeling the flow using 1-D and 2-D mathematical models is proposed for determining the hydraulic parameters such as: water depths, flow velocity, bed and bank roughness for different rates. In addition, those analyses help to determinate the right hydraulic structures for diverting the river flow to the irrigation areas. This research aims to modeling Quevedo river under natural conditions using HEC-RAS (1-D) and IBER (2-D). The hydraulic structures in the Quevedo river emplacement the hydraulic structures are modeled in 2-D. The flow regime was assigned like boundary condition in IBER. While in HEC-RAS it was as average slope of the river. Results show that flood maps obtained by modeling 1-D and 2-D are similar. Thus, it can be concluded that HEC-RAS model can be used for modeling the flow in meandering rivers like this case of study. Two-dimensional modeling results of the still basin show a correct energy dissipation. The upstream water levels from the hydraulic structures area higher than the normal operation water level. Finally, flow recirculation areas were identified. They low flow velocity, thus high sedimentation occurs there. It might compromise the efficiency of hydraulic structures.

Keywords: hydraulic structures, River hydrodynamic, hydraulics models, PACALORI, IBER, HEC-RAS.



Índice general

Resumen	1
Abstract	2
Cláusula de derechos de autor	7
Clausula de propiedad intelectual	8
Dedicatoria	9
Agradecimientos	10
1. Introducción	11
1.1. Antecedentes	11
1.2. Alcance	12
1.3. Objetivos	13
2. Marco Teórico	14
2.1. Flujo en canales abiertos	14
2.1.1. Tipos de Flujo	14
2.1.2. Estados de flujo	15
2.2. Morfología de ríos	16
2.2.1. Erosión	16
2.2.2. Transporte	16
2.2.3. Sedimentación	17
2.2.4. Clasificación	17
Según su edad	18
Por la geometría	18
3. Materiales y métodos	19
3.1. Descripción del proyecto	19
3.1.1. Ubicación	19
3.1.2. Morfología del río Quevedo	19
3.1.3. Topografía	20
3.1.4. Hidrología	20
3.1.5. Ocupación del suelo	20
3.1.6. Descripción del problema	21
3.2. Implementación del modelo en 1-D	22
3.2.1. Ecuaciones básicas	23
3.2.2. Solución numérica	23
3.2.3. Construcción de la geometría del río	23
3.2.4. Asignación de rugosidades	24
3.2.5. Esquematzación y caracterización del modelo	25
3.3. Implementación del modelo en 2-D	25



3.3.1. Ecuaciones básicas	25
3.3.2. Solución numérica	27
3.3.3. Construcción del modelo	28
3.3.4. Asignación de rugosidades	30
3.3.5. Esquematización del problema	30
3.4. Validación de los modelos en 1-D y 2-D	31
4. Resultados y Discusión	32
4.1. Resultados	32
4.1.1. Mapa de inundación en HEC-RAS	32
4.1.2. Mapa de rugosidades en IBER	33
4.1.3. Mapa de inundaciones en IBER	34
4.1.4. Niveles de flujo y velocidades en las obras hidráulicas	35
4.2. Discusión	37
4.2.1. Validación y comparación de los modelos en 1-D y 2-D	37
4.2.2. Curva de descarga en la zona de la captación	38
4.2.3. Modelamiento de las estructuras hidráulicas en IBER	39
4.2.4. Cambios de velocidad	40
4.2.5. Zonas de recirculación del flujo	41
4.2.6. Niveles de flujo y áreas inundadas	42
5. Conclusiones	45
5.1. limitaciones del estudio	46
5.2. Lineas de investigación	46
Bibliografía	48
Anexos	49
A. Secciones transversales y Perfiles longitudinales	49
B. Mapas de inundación	50
C. Niveles y velocidades del flujo en las obras hidráulicas	52

Índice de figuras

3.1. Ubicación del proyecto	19
3.2. Caudales medios mensuales	20
3.3. Esquematación de las obras hidráulicas	21
3.4. RTIN incorporadas las obras hidráulicas	22
3.5. Levantamiento de secciones en ArcGIS con HEC-GeoRAS	24
3.6. Líneas base para las obras hidráulicas en IBER	29
4.1. Mapas de inundación para los caudales medios mensuales	32
4.2. Mapas de inundación para los caudales de periodos de retorno	33
4.3. Mapas de rugosidades en IBER	34
a. Mapa de rugosidad (primera etapa)	34
b. Mapa de rugosidad (Segunda etapa)	34
4.4. Mapas de inundación en IBER	35
4.5. Comparación de mapas de inundación	38
4.6. Curva de descarga en la zona de la captación	39
4.7. Zona de recirculación a la entrada al canal	41
4.8. Zona de recirculación en el vertedero de excesos	41
4.9. Cotas de flujo sobre las estructuras hidráulicas	42
4.10. Desborde del flujo	43
A.1. Secciones transversales en HEC-RAS	49
a. Sección 4203	49
b. Sección 3803	49
c. Sección 3553	49
d. Sección 2755	49
e. Sección 1250	49
f. Sección 50	49
A.2. Perfiles longitudinales en HEC-RAS para diferentes caudales	50
B.1. Mapas de inundación adicionales (HEC-RAS)	50
B.2. Mapas de inundación adicionales (IBER)	51
C.1. Niveles de flujo para los caudales mensuales	52
C.2. Niveles de flujo para los caudales de periodo de retorno	53
C.3. Vectores de velocidad (Caudales bajos)	54
C.4. Vectores de velocidad (Caudales altos)	55



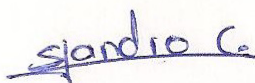
Índice de tablas

3.1. Caudales para diferentes periodos de retorno	21
3.2. Usos de suelo y rugosidad de Manning	31
4.1. Niveles de agua en las estructuras hidráulicas	36
4.2. Niveles de flujo y áreas de inundación	37
4.3. Diferencias de niveles de agua	39

CLÁUSULA DE DERECHOS DE AUTOR

Yo, Sandro Vinicio Castro Salinas, autor de la tesis "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICA DE OBRAS DE CAPTACIÓN MEDIANTE MODELAMIENTO HIDRODINÁMICO DEL FLUJO EN 1-D Y 2-D", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de INGENIERO CIVIL. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Octubre de 2015.

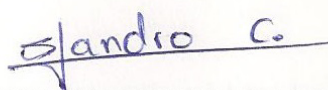


Sandro Vinicio Castro Salinas
C.I. 0105960223

CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Yo, Sandro Vinicio Castro Salinas, autor de la tesis “EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICA DE OBRAS DE CAPTACIÓN MEDIANTE MODELAMIENTO HIDRODINÁMICO DEL FLUJO EN 1-D Y 2-D”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de mi exclusiva responsabilidad.

Cuenca, Octubre de 2015.



Sandro Vinicio Castro Salinas
C.I. 0105960223

Dedicatoria

*Este trabajo se lo dedico a mi Mami **Rosa Salinas** quién ha sido la razón de luchar y salir adelante de todos sus hijos a mi abuelito Fidel Salinas (+), a mis hermanas Alba y Sara, a mis ti@s y sobrin@s, y a mi madrina Esperanza Rivera y a todos quienes de una u otra manera me han brindado su apoyo incondicional en el transcurso de mi carrera.*

Agradecimientos

Un agradecimiento muy sincero a todas las personas quienes han aportado a la realización de este proyecto. Un agradecimiento al personal técnico y administrativo del Programa para el Manejo de Agua y Suelo “PROMAS” por permitirme ser parte de este grupo de investigación, de manera muy especial a mi director el Ing. Vicente Tinoco quien me facilitó los medios materiales e intelectuales necesarios para la realización de este trabajo.

CAPÍTULO 1

Introducción

1.1. Antecedentes

En este trabajo se analiza un tramo de 4.2 km del río Quevedo del cual se requieren captar $30 \text{ m}^3/\text{s}$ de agua como parte del proyecto PACALORI (Plan de aprovechamiento y control de agua en la Provincia de Los Ríos). El estudio de este proyecto, se lleva a cabo mediante un convenio entre la Secretaría Nacional de Agua “SENAGUA” y el Programa para el Manejo del Agua y Suelo “PROMAS” de la Universidad de Cuenca.

Debido al costo económico que representa la construcción de un modelo físico del tramo del río que se quiere estudiar, se ha propuesto analizar el comportamiento hidráulico del flujo mediante modelos numéricos en 1-D y 2-D, para evaluar los distintos escenarios que permitan definir las obras hidráulicas para captar el caudal requerido, así como también asegurar el correcto funcionamiento de dichas estructuras.

En los últimos años la modelación matemática del flujo en ríos se ha incrementado gracias al avance tecnológico, lo cual ha permitido desarrollar nuevos programas, así como mejorar la capacidad de los ya existentes una vez conocidas las limitaciones que estos presentan para representar todo el campo de la hidrodinámica fluvial (Ayala Niño de Guzmán, 2015; Castellet et al., 2014; Cea et al., 2009b). Además, el continuo desarrollo de la arquitectura de los ordenadores en las últimas décadas, con máquinas cada vez más rápidas y potentes, ha proporcionado también el desarrollo de nuevas técnicas numéricas para la resolución de las ecuaciones que gobiernan el flujo en canales abiertos (Castellet et al., 2014).

El estudio de la *hidrodinámica de ríos*, por otra parte es de gran importancia para entender, predecir y controlar los procesos físicos que tienen lugar en ellos. La dificultad de realizar ensayos de laboratorio, hacen de los modelos numéricos una herramienta muy útil para el estudio de este tipo de problemas. La modelización numérica presenta además la ventaja de poder estudiar las afecciones e impacto que puede provocar una futura actuación ingenieril, permitiendo la evaluación de diferentes escenarios hipotéticos, a un coste temporal y económico relativamente bajo (Cea et al., 2009c,a).

Dentro de los modelos matemáticos de simulación de flujo en ríos, están los modelos unidimensional y los modelos bidimensionales que serán usados en este estudio. Los modelos unidimensionales como lo indica Timbe Castro et al. (2011); Villazón et al. (2013); Castellet et al. (2014); Cea et al. (2009b) han sido utilizados y siguen siendo usados para el estudio de los efectos de propagación de avenidas en ríos, en concreto para la obtención de valores de las velocidades y niveles de agua.

Estos modelos están basados en las ecuaciones de Saint Venant que parten de las leyes de conservación de la masa y momento, para calcular la superficie libre del agua para flujo estacionario y no estacionario en canales abiertos. Estas ecuaciones diferenciales parciales se resuelven mediante discretización numérica, usando

frecuentemente el Método de Diferencias Finitas (FDM) (Timbe Castro et al., 2011). Este tipo de modelos se basan en esquemas numéricos relativamente simples pero eficaces, pueden considerar cambios de régimen, cauces con geometrías complejas y con llanuras de inundación y estructuras hidráulicas tales como azudes, puentes, pasos bajo vía y otras estructuras (Cea et al., 2009b).

Los modelos bidimensionales, también están siendo muy usados para modelizar todo el campo de la hidráulica fluvial. Este tipo de modelización puede ser utilizada para modelar estructuras hidráulicas sin necesidad de utilizar complejos modelos tridimensionales (Martínez and Toledo, 2011). Cea et al. (2009b) sugiere el uso de los modelos bidimensionales cuando surja la necesidad de estudiar fenómenos más complejos donde el flujo sea claramente bidimensional, es decir, donde las dimensiones horizontales predominan sobre la vertical. Por ejemplo, se puede recurrir a la modelación bidimensional cuando existen meandros fuertes con llanuras de inundación importantes, y en el estudio de tramos cortos de ríos en los que existen ensanchamientos y estrechamientos de sección que pueden provocar, en función de las condiciones de calado y caudal, zonas de recirculación importantes.

Los modelos bidimensionales resuelven las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad o Ecuaciones de Saint Venant (SVE) (Cea et al., 2009b), en las cuales las ecuaciones de conservación de la masa y momento son expresadas en dos dimensiones y los resultados se calculan en cada punto de la malla en el dominio de solución (Timbe Castro et al., 2011). Generalmente usan el Método de los Volúmenes Finitos (FVM) para la discretización numérica de las ecuaciones, cuyas principales ventajas son que utiliza una discretización muy intuitiva, que es un método conservativo y por lo tanto muy adecuado a las ecuaciones que se esta resolviendo Castellet et al. (2014).

1.2. Alcance

En este trabajo se prevé la modelación hidrodinámica del flujo en el río Quevedo en su estado natural y con la implementación de obras hidráulicas. Los resultados obtenidos en la modelación matemática no podrán ser calibradas con una extensiva campaña de aforos en el sitio de interés o con un modelo físico debido al elevado costo de realización. La confiabilidad de la modelación esta basada en observaciones específicas en campo, en la comparación de los modelos en 1-D y 2-D y de la información hidrológica existente.

Este trabajo se realiza en dos etapas: la primera etapa es la modelación matemática en 1-D y 2-D del río Quevedo en su estado natural usando los modelos HEC-RAS e IBER, para la generación de mapas de inundación y para obtener una curva de descarga en zona de la captación. La segunda etapa es la modelación bidimensional del río Quevedo implementadas las obras hidráulicas usando el modelo bidimensional IBER para determinar niveles de flujo, velocidades y zonas de recirculación en las obras hidráulicas.

1.3. Objetivos

Este proyecto tiene dos objetivos generales el primero es analizar y comparar el comportamiento del flujo en un tramo de río Quevedo en su estado natural mediante la modelación hidrodinámica del flujo en 1-D y 2-D para definir las obras hidráulicas que permitan captar el caudal necesario para proyecto PACALORI. Con los resultados que surjan del primer análisis, el siguiente objetivo es evaluar el comportamiento de las obras hidráulicas de captación, obras de cierre del cauce y obras de encauzamiento mediante modelamiento bidimensional, con el propósito de asegurar el correcto funcionamiento de las mismas, y sugerir posibles cambios en los diseños.

Los objetivos específicos son los siguientes.

1. Determinar niveles de flujo para diferentes caudales en los modelos hidrodinámicos en 1-D y 2-D en la zona de la captación.
2. Identificar zonas de desborde e inundación del río Quevedo para caudales de período de retorno altos aplicando un modelo unidimensional en HEC-RAS y un modelo bidimensional IBER.
3. Determinar los niveles de flujo sobre las compuertas de la presa para caudales bajos, y sobre las obras de encauzamiento para caudales altos; mediante modelamiento bidimensional en IBER.
4. Determinar zonas de recirculación del flujo con velocidades altas y bajas, en las obras de control y de dissipación en el modelo bidimensional IBER.

CAPÍTULO 2

Marco Teórico

2.1. Flujo en canales abiertos

El flujo en canales abiertos es aquel que tiene una superficie libre; esta superficie libre está sometida a la presión atmosférica (Chow, 1994).

En algunos casos, un líquido puede fluir en una conducción cerrada sin hacer contacto completamente con el contorno sólido que lo contiene. En una conducción abierta, el funcionamiento como flujo a superficie libre es el único posible.

Canal.- Un canal es toda conducción abierta o cerrada, que exhibe un funcionamiento de flujo a superficie libre.

2.1.1. Tipos de Flujo

El flujo en canales abiertos puede clasificarse de acuerdo con el cambio en la profundidad del flujo con respecto al tiempo y al espacio (Chow, 1994).

Flujo permanente y no permanente

El flujo en un canal abierto es permanente si la profundidad del flujo no cambia o se mantiene constante durante el intervalo de tiempo en consideración; el flujo será no permanente si la profundidad varía con el tiempo.

Para flujo permanente se cumple la ecuación de la continuidad entre dos puntos.

$$Q = A_1 * V_1 = A_2 * V_2 \quad (2.1)$$

Donde:

Q → Caudal o flujo de agua

A → Área de la sección transversal del canal a la dirección del flujo

V → Velocidad del flujo (m/s)

Flujo espacialmente variado.- Se considera cuando la cantidad del flujo entra o sale del sistema a lo largo del curso del flujo.

Flujo uniforme y flujo variado

El flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad del flujo es la misma en cada sección de control del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo. Para el caso de flujo uniforme permanente, la profundidad no cambia durante el intervalo de tiempo en consideración.

El flujo es variado si la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal. El flujo variado puede ser permanente y no permanente. El flujo variado puede clasificarse como rápidamente variado o gradualmente variado. El flujo es rápidamente variado si la profundidad del flujo cambia de manera abrupta en distancias comparativamente

cortas; a este último también se lo conoce como fenómeno local (**resalto hidráulico** y la **caída hidráulica**).

En el siguiente esquema se muestra los tipos de flujo descritos con varias subclasificaciones:

- Flujo permanente
 - Flujo uniforme
 - Flujo variado
 - Flujo gradualmente variado
 - Flujo rápidamente variado
- Flujo no permanente
 - Flujo uniforme no permanente (raro)
 - Flujo no permanente (Flujo variado no permanente)
 - Flujo gradualmente variado no permanente
 - Flujo rápidamente variado no permanente

2.1.2. Estados de flujo

El estado del flujo en canales abiertos esta gobernado básicamente por los efectos de viscosidad y gravedad en relación con fuerzas inerciales del flujo; por lo que se pueden presentar 3 estados del flujo: laminar, turbulento y transicional.

El flujo es **laminar** si las fuerzas viscosas son mayores respecto de las fuerzas inerciales. En flujo laminar, las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves y definidas llamadas líneas de corriente, y las capas de flujo con con espesor infinitesimal parecen deslizarse sobre capas adyacentes.

En cambio el flujo es **turbulento** si las fuerzas viscosas son débiles en comparación con las fuerzas inerciales. En flujo turbulento, las partículas se mueven en trayectorias irregulares, que no son suaves ni fijas, pero que en conjunto todavía representan el movimiento hacia adelante de la corriente entera del flujo. Matemáticamente el flujo turbulento se representa con el **número de Reynolds**, el cual indica la relación entre las fuerzas viscosas con las fuerzas inerciales.

$$Re = \frac{VL}{\nu} \quad (2.2)$$

Donde: V es la velocidad del flujo, L es la longitud característica que se considera igual al radio hidráulico del conducto (canal), ν es la viscosidad cinemática del agua; y Re es el número de Reynolds, el cual es un número adimensional.

De lo anterior, el flujo será laminar si el numero de Reynolds Re es pequeño, y será turbulento si el número de Reynolds Re es grande. En muchos experimentos realizados en tuberías según Chow (1994) indica que el flujo cambia de laminar a turbulento cuando el número de Reynolds varía de 2000 y 50000³. Ese cambio de estado de flujo se conoce como flujo transicional.

2.2. Morfología de ríos

La morfología de ríos estudia la estructura y forma de los ríos, incluyendo la configuración en planta, la geometría de las secciones transversales, la forma del fondo y las características del perfil longitudinal (Gracia Sánchez and Maza Álvarez, 1996). Los ríos se forman cuando el agua de lluvia por escorrentía que fluye pendiente abajo se une para formar cursos de agua los mismo que confluyen para dar lugar a la formación de los ríos. El área que provee de agua a los ríos se conoce como cuencas y esta limitado por la divisoria de aguas. Los ríos están compuestos por corrientes principales y varios secundarios (Matsuda, 2004).

Hay cuatro procesos morfológicos sencillos que ocurren en los ríos y son los responsables de la modelación de los paisajes desde su formación (pequeños surcos) hasta su desembocadura en los mares; estos procesos son: drenaje, erosión, transporte y sedimentación. El drenaje es la recolección de las aguas lluvias sobre la superficie del suelo en las cuencas de drenaje, hacia los mares a través de surcos o canales de agua (ríos). Los otros tres procesos ocurren ya en el canal o cauce del río (Matsuda, 2004; Hack, 1990).

2.2.1. Erosión

En la corriente de un canal se llevan a cabo dos procesos: la erosión y la corrosión. La erosión es una acción hidráulica y es derivada de la energía de la corriente de agua. La grava es traída por la corriente de agua que recorre el canal y remueve los sedimentos del fondo del lecho del río; la erosión hace un canal ancho y profundo y da lugar a la formación de los cañones; Este proceso es llamado también erosión lateral. La erosión lateral forma un lecho del río mas ancho. La corrosión ocurre cuando la corriente de agua reacciona químicamente con las rocas y las disuelve; un ejemplo de esto son los masisos karsticos compuestas por piedra caliza calcárea formados como resultado de la corrosión por el agua (Matsuda, 2004).

Los valles en las montañas pueden ser muy profundos, la profundidad de los valles se forma no solo por la corriente de agua sino también por el efecto de la meteorización. Las rocas que componen las laderas que han sido meteorizadas por un largo periodo de tiempo, se convierten en rocas fragmentadas o en desechos de rocas incluyendo material fino. La grava, en combinación con las fuerte lluvia que caen sobre las laderas, causa la meteorización de materiales que caen en el fondo del valle. Este proceso ocurre aguas abajo del valle retirando el material de las partes altas de las laderas; el material meteorizado depositado en la parte baja del valle es recogido por la corriente de agua y llevado a los tramos bajos del cauce (Matsuda, 2004).

2.2.2. Transporte

Cuanto mayor sea la velocidad del agua, mayor es la capacidad que un río tiene para el transporte de cargas de sedimentos. Hay 3 diferentes procesos en el transporte de carga de sedimentos. Estas son: corrosión, suspensión y tracción. La corrosión es el proceso en el cual la corriente de agua corroe las rocas y las trae invisiblemente en

solución. Dicho material fino es arcilla, limo, arena fina y material mas ligero que el agua. Este material se transporta en el agua o en la superficie del agua sin contacto con el lecho del río. Este proceso se llama suspensión, en donde el material llevado en suspensión se conoce como carga suspendida. La carga suspendida crea la turbiedad en la corriente de agua. Las gravas de diámetros mas grandes se desliza o rueda, y la arena salta o se une al lecho del río. Este proceso se llama tracción. Cuando la carga de sedimentos es llevada por tracción se conoce como carga de fondo (Matsuda, 2004).

2.2.3. Sedimentación

Una inundación causada por una fuerte lluvia lleva un alto volumen de carga de fondo de las montañas hacia las planicies. Cuando fluye una inundación desde las montañas hacia las planicies, la capacidad para transportar la carga de fondo se reduce repentinamente. Las partículas de la carga de fondo son depositadas en el orden de su tamaño, y se forman las planicies aluviales. Un abanico aluvial compuesto de grava se forma en los tramos superiores de una planicie aluvial. La superficie de un abanico aluvial es como un segmento de un cono. El perfil radial hacia los tramos bajos es cóncavo y la sección transversal del perfil es convexo. Cerca a la boca de un río, se forman los deltas los cuales están compuestos de material fino y arena (Matsuda, 2004).

Una planicie de inundación esta compuesta de diques naturales y pantanos traseros que ocupan el área transicional entre un delta aluvial y un delta marino. Un dique natural esta compuesto de arena y limo; los depósitos arcillosos distribuidos en los pantanos traseros son menores y mas húmedos que los diques naturales (Matsuda, 2004).

Los canales en un abanico aluvial están interconectados y muestran un patrón trenzado. Cuando una larga inundación fluye desde las montañas, los canales en un abanico aluvial frecuentemente cambian su curso, y el canal recién nacido se mantiene hasta la siguiente inundación. El canal anterior es abandonado y se abastece solo por agua subterránea. El tramo inferior del río abandonado permanece como una característica en las planicies de inundación y en los deltas (Matsuda, 2004).

2.2.4. Clasificación

Para entender de mejor manera la clasificación de los ríos en función del estudio de la morfología fluvial (Gracia Sánchez and Maza Álvarez, 1996) propone una clasificación desde diferentes puntos de vista de manera que se aborde todas las características y procesos que ocurren en un río a lo largo de su trayectoria desde las montañas hasta la desembocadura en los mares y océano. De esta manera, se puede clasificar a los ríos:

Según su edad

Se los puede clasificar como jóvenes, maduros y viejos. Los ríos jóvenes se encuentran en los cauces de montaña, tienen pendientes altas y sección transversal tipo "V". Son muy irregulares y están en proceso de degradación. Los ríos maduros se presentan en valles amplios y tienen pendientes relativamente bajas; la erosión de las márgenes ha reemplazado a la erosión de fondo. Los ríos maduros son estables, y la sección transversal en cada tramo es capaz de transportar la carga de sedimentos en todo su recorrido. Los ríos viejos se encuentran en valles amplios y planicies cuyo ancho es de 15 a 20 veces mayor que el ancho de los meandros, y las pendientes son muy bajas. En estos ríos se forman depósitos naturales de sedimentos a lo largo de las márgenes. Frecuentemente se forman amplias planicies y pantanos en las zonas vecinas a las márgenes del río. Los ríos viejos no tienen rápidas o caídas, pero cerca de ellos pueden haber lagos con forma de cuerno o herradura que son restos de meandro abandonados y que se cortaron en forma natural (Gracia Sánchez and Maza Álvarez, 1996).

Por la geometría

- **Rectos.**- En la naturaleza normalmente no existen los ríos rectos, sino mas bien esto ocurre en tramos de los ríos y son transitorios; ya que con cualquier irregularidad en la forma del cauce o en su alineamiento, o con la formación de bancos, o bien alguna obstrucción temporal, se originan disturbios locales que producen flujos transversales que inician la formación de curvas y meandros.
- **Meándricos.**- Son aquellos en los cuales sus cauces presentan curvas alternadas unidas por tramos rectos y cortos. normalmente la pendiente es baja. Estos cauces pueden presentar erosión en las márgenes exteriores de las curvas, principalmente en los tramos de aguas abajo. Existen profundas depresiones del fondo y altas velocidades en la cercanía de las márgenes cóncavas. Los tirantes en las transiciones son menos profundos si se comparan con los que ocurren en las curvas.
- **Dendríticos.**- Son aquellos ríos lo cuales no presentan un solo cauce, sino que a lo largo de su recorrido, se dividen en varios cauces que se entrelazan y se vuelven a separar. Estos cauces son amplios y las márgenes no están bien definidas. Con caudales bajos, existen dos o más cauces principales entrelazados y se forman cauces secundarios. En las crecientes, el agua cubre todos los cauces y grandes cantidades de sedimentos se depositan relleno los cauces antiguos. Por lo que en en época de estiaje se forman nuevos cauces entrelazados. Estos cauces generalmente tienen pendientes altas, el material es grueso y llegan a ellos grandes cantidades de sedimentos. La principal característica de los ríos trenzados es que están sujetos a un proceso de sedimentación.

CAPÍTULO 3

Materiales y métodos

3.1. Descripción del proyecto

3.1.1. Ubicación

El río Quevedo está ubicado en la provincia de Los Ríos entre los cantones de Quevedo y Buena Fé en las coordenadas 670438.457 m al Este y 9893885.890 m al Norte; y a una altura aproximada de 50 m.s.n.m en la zona de la captación.

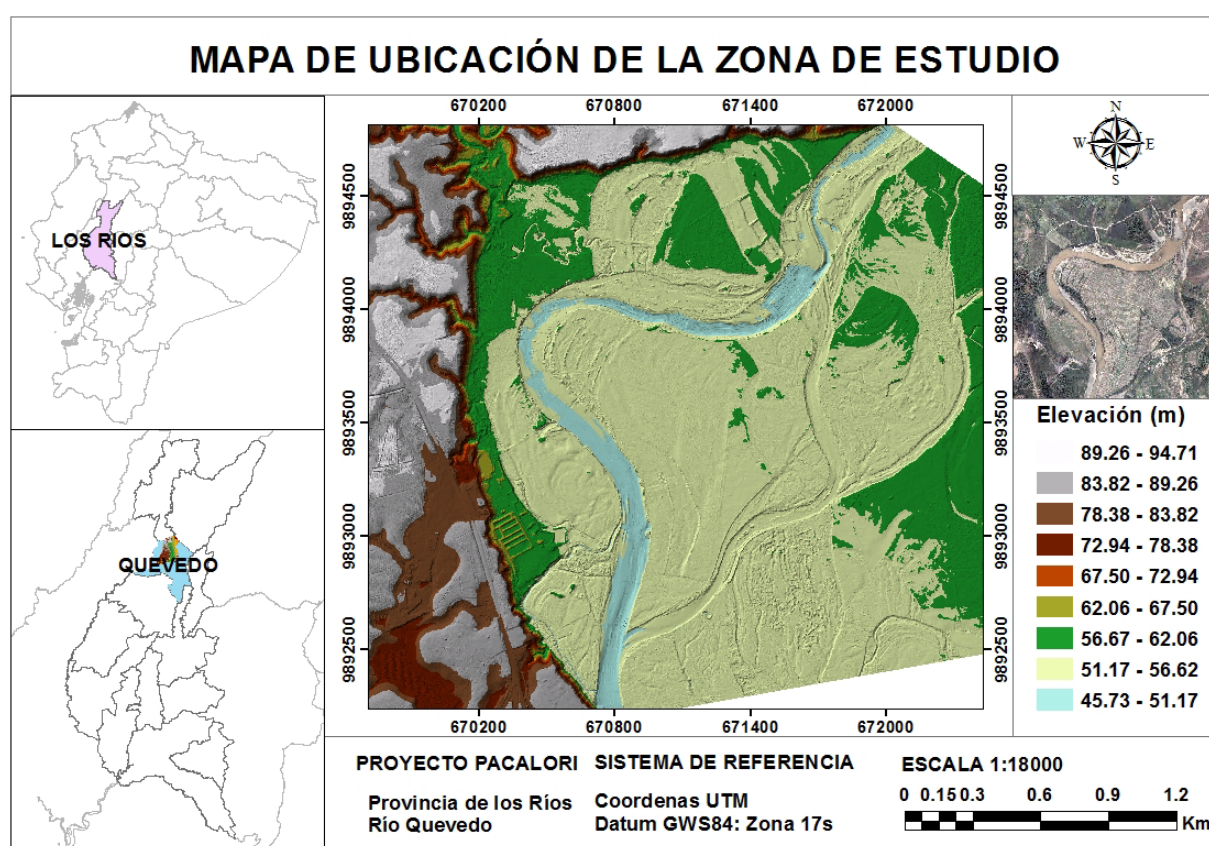


Figura 3.1: Ubicación del proyecto

3.1.2. Morfología del río Quevedo

El río Quevedo es un río meándrico de cuenca baja típico de llanura con un ancho promedio en la zona de la captación de 105 m en el cauce y planicies de inundación muy marcadas. Como resultado de los procesos hidrológicos e hidráulicos en el transcurso del tiempo, el paso de crecidas han dado lugar a la formación natural de un cauce secundario el cual ha sido tomado en consideración en los diseños debido a que se puede producir un estrangulamiento del cauce principal conocido como estrangulamiento meándrico.

Este proceso es producido por el paso de crecidas repetidas a lo largo del tiempo, en las cuales, en el cauce principal se depositan sedimentos, y al mismo tiempo, con el desbordamiento del flujo se produce erosión de los bancos del cauce principal generando un flujo preferencial que da lugar a la formación de un cauce secundario. Con el transcurso de los años, este proceso se acelera desapareciendo al cauce principal y generando un nuevo cauce del río; Figura 3.1.

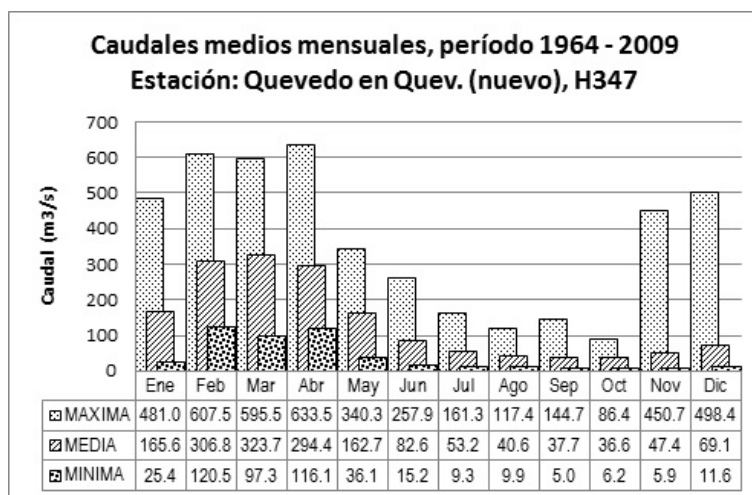
3.1.3. Topografía

Del área de estudio se cuenta con un Modelo Digital de Elevación (MDE) obtenido a partir de información topográfica LIDAR y una imagen satelital (ortofoto) del área de estudio. La topografía LIDAR es de gran precisión, sin embargo no toma puntos bajo la superficie del flujo de agua, por lo cual, para mejorar la topografía del cauce en el modelo digital, fue necesario hacer una corrección a la geometría del cauce del río en el MDE a partir de batimetrías reales tomadas en campo.

3.1.4. Hidrología

La zona de estudio esta caracterizada por dos estaciones climáticas bien marcadas: la estación de invierno que comprende los meses de Enero a Mayo, y la estación de verano comprendida entre los meses de Junio a Diciembre. En la Figura 3.2 se muestra los caudales para todos lo meses del año, obtenidos del análisis hidrológico entregado por el PROMAS (2015).

Figura 3.2: Caudales medios mensuales; Fuente: PROMAS, 2015



Ademas, en la Tabla 3.1, se muestra distintos caudales para diferentes periodos de retorno.

3.1.5. Ocupación del suelo

El área de estudio esta compuesta por grandes extensiones de bosques y zonas agrícolas dentro de las cuales se evidencia varios cultivos como: palma africana, banano, maíz, cacao entre otros. En la margen derecha del río Quevedo se puede evidenciar también actividad minera con una ocupación considerable.

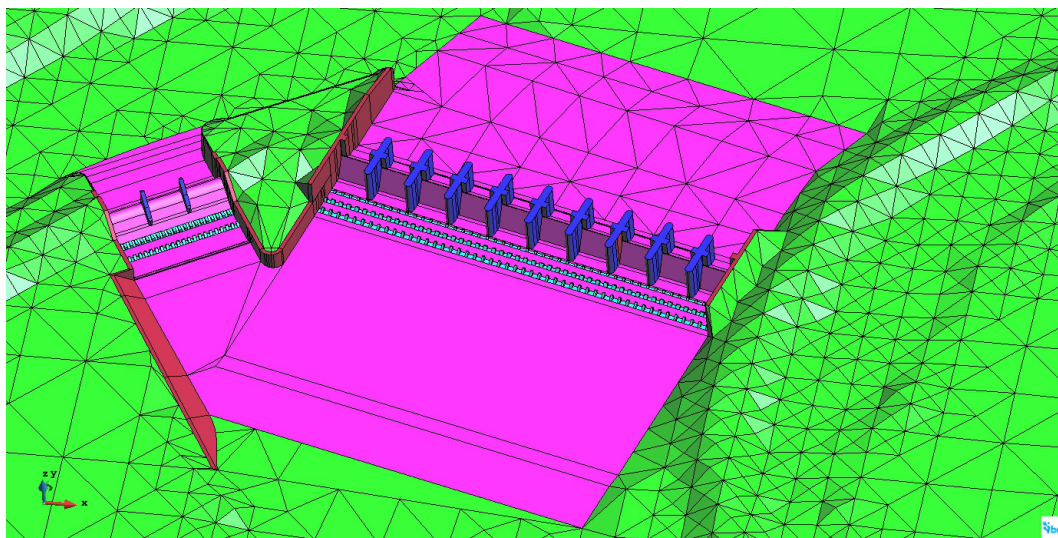
Tabla 3.1: Caudales para diferentes periodos de retorno; Fuente: PROMAS, 2015

Tr(años)	Q(m ³ /s)
5	1512.694
10	1732.599
25	2008.416
50	2212.617
100	2415.122
200	2616.790
500	2882.782
1000	3083.787

3.1.6. Descripción del problema

Para captar el agua del río del Quevedo se ha planteado la construcción de un azud con una altura de 1.00 m, una longitud de 14.83 m y un ancho de 105.00 m en dirección perpendicular al flujo, constituido por 9 pilas de 2.00 m de ancho espaciadas 8.70 m de la misma longitud del azud. Estas pilas permitirán ensamblar las 10 compuertas de 3.70 m de alto ubicadas en sentido vertical y funcionaran como un azud cuando al operar se abra parcialmente una de ellas.

Aguas arriba de la captación, se ha construido una losa de aproximación (enrocado) de 270.00 m de longitud con la finalidad de estabilizar el flujo y así evitar la socavación de las estructuras hidráulicas. Aguas abajo de la captación se encuentran los dados de impacto para disminuir la energía y la velocidad del flujo. En la Figura 3.3 se puede apreciar 3 filas de dados de impacto con distintos tamaños, espaciados simétricamente. Para devolver el flujo en estado natural al cauce aguas abajo de la captación, se construirá un enrocado de aproximadamente 100.00 m de longitud para evitar la socavación del cauce y de las estructuras hidráulicas.

**Figura 3.3:** Esquematización de las obras hidráulicas

A fin de alcanzar la cota de agua requerida para captar el caudal deseado, se construirá un dique en la margen izquierda del río con el objetivo de encauzar el agua hacia el canal de conducción. Esto debido al desbordamiento del flujo para caudales altos. Al inicio del cauce secundario, donde inicia el dique se construirá un vertedero de excesos controlado para controlar el flujo para caudales de crecida previniendo una socavación exagerada que modifique la morfología del río.

En la margen derecha del río esta ubicado el canal de conducción el cual tiene una sección trapezoidal de ancho variable y pendiente adversa con una longitud de 450 m como se muestra en la Figura 3.4.

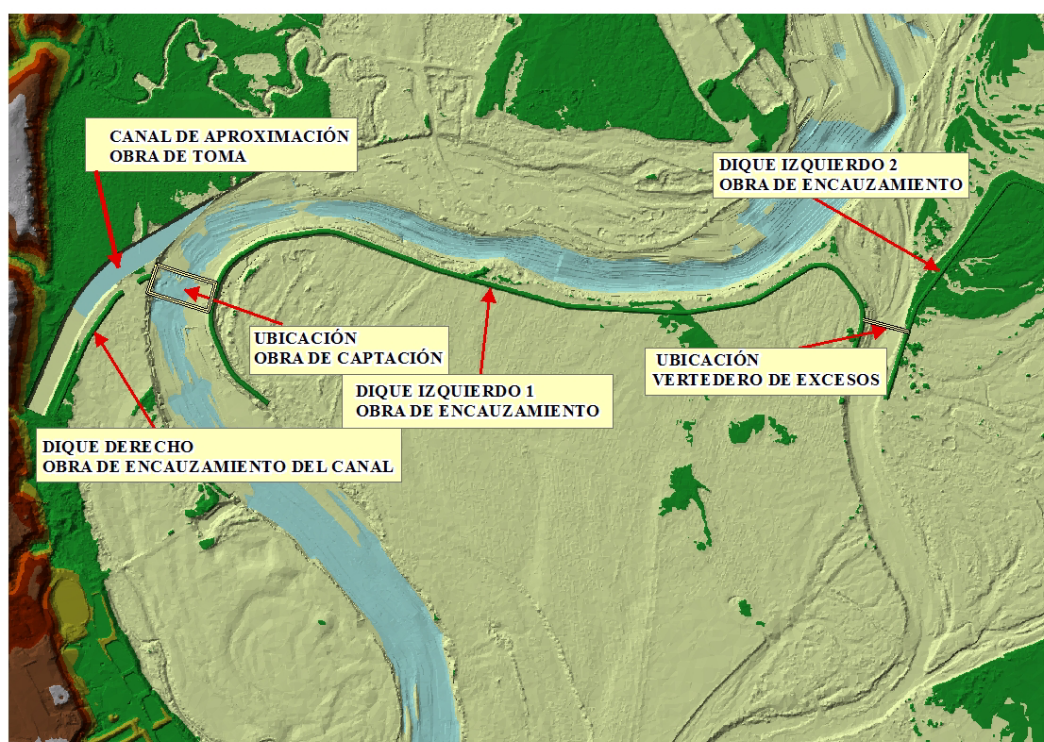


Figura 3.4: *RTIN* incorporadas las obras hidráulicas

3.2. Implementación del modelo en 1-D

HEC-RAS es un programa desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. El cual ha sido ampliamente utilizado para la modelación del flujo en 1-D en los últimos años por ser de libre acceso y además presenta herramientas muy útiles como la implementación de alcantarillas, diques, compuertas y puentes.

Según Timbe Castro et al. (2011) el uso de los modelos unidimensionales para generar mapas de inundaciones produce muy buenos resultados a un coste computacional muy bajo; por tanto en este proyecto se utilizará para la modelación del flujo del río Quevedo en su estado natural para generar mapas de inundaciones.

3.2.1. Ecuaciones básicas

HEC-RAS resuelve las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales, las cuales expresan la conservación de la masa y cantidad de momentum al considerar una aproximación completamente dinámica; es decir, cuando se considera el tránsito de la onda dinámica promediada en profundidad (Villazón et al., 2013; Li et al., 2009). Las ecuaciones son las siguientes:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + n^2 \frac{gQ|Q|}{AR^{4/3}} = 0 \quad (3.2)$$

Donde Q es el caudal (m^3/s), α es el coeficiente de distribución vertical de la velocidad, A es el área de la sección transversal (m^2), g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), x es la distancia aguas abajo en la dirección del flujo (m), h es la profundidad del flujo por encima del nivel de referencia (m), t es el tiempo (s), n es el coeficiente de Manning ($\text{s}/\text{m}^{1/3}$), q es la entrada de flujo lateral (m^2/s), y R es el radio hidráulico de la sección mojada (m).

3.2.2. Solución numérica

La solución de las ecuaciones de Saint Venant unidimensional (1-D) se realiza por el Método de Diferencias Finitas (FDM), que tiene dos esquemas de cálculo: los **esquemas explícitos** y los **esquemas implícitos**. Los esquemas explícitos son aquellos en los que el cálculo de las variables en un instante de tiempo, se efectúa tan solo con los valores que toman en el instante anterior. Por el contrario, un esquema implícito evalúa las variables dependientes en el instante t^{n+1} a partir de los valores en puntos adyacentes al de los calculados en el instante anterior t^n , pero también en el mismo instante t^{n+1} .

Los esquemas explícitos tienen un costo computacional pequeño en cada paso del tiempo, pero para ser estables es necesario trabajar con incrementos de tiempo también pequeños; por tanto, para ser estables los esquemas explícitos deben cumplir la condición de Courant como lo indica Bladé Castellet (2006). Los esquemas implícitos por el contrario aseguran una estabilidad incondicional en la modelación al calcular las variables dependientes en el paso n y $n + 1$ con los valores adyacentes (Chapra and Canale, 2007). HEC-RAS esta basado en un esquema implícito de diferencias finitas (FDM) de 4 puntos tipo celda, usa el método paso a paso en régimen permanente, y en régimen variable usa el método de Priessmann (Villazón et al., 2013; Castellet et al., 2014).

3.2.3. Construcción de la geometría del río

La obtención de la geometría se hace con la extensión HEC-GeoRAS en ArcGIS; con esta herramienta se asigna un eje al río sobre el MDE, y se traza secciones transversales sobre el eje asignando un ancho de sección y una separación entre secciones.

El río Quevedo posee un área inundable muy grande, tras una primera simulación únicamente con secciones transversales en el cauce, se observó que la extensión de las secciones obtenidas no cubrían las posibles áreas de inundación; por lo que levantaron secciones transversales de ancho variable como se muestra en la Figura 3.5. Una vez obtenidos las secciones transversales se exporta a un archivo compatible con HEC-RAS.

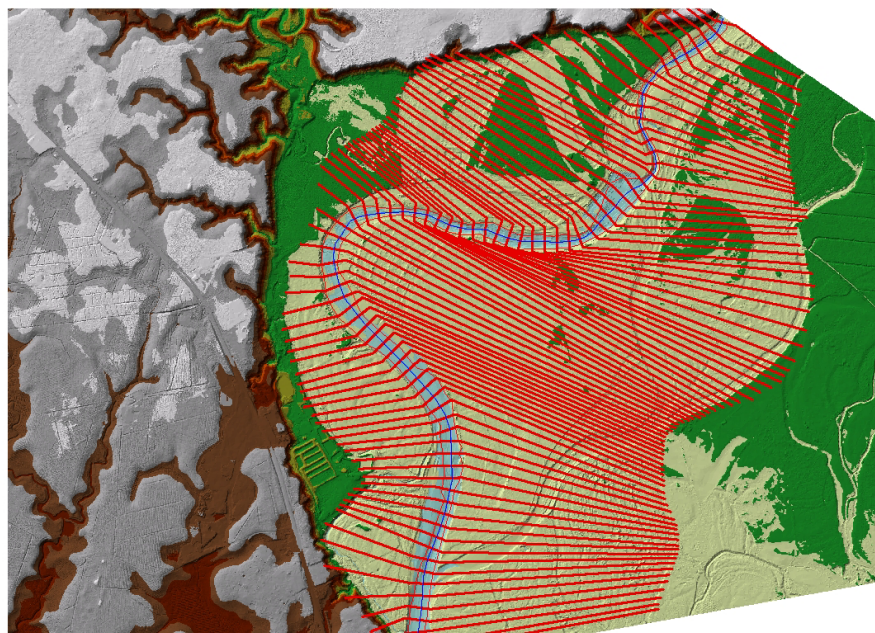


Figura 3.5: Levantamiento de secciones en ArcGIS con HEC-GeoRAS

Sobre la geometría obtenida a partir del (MDE), fue necesario hacer un filtrado de punto a las secciones debido a que en HEC-RAS acepta un máximo de 500 puntos por sección Center (2010). Para todas las secciones se ingresó la distancia entre secciones desde aguas arriba hacia aguas abajo. Finalmente se ha delimitado los bancos de inundación derecho e izquierdo en todas las secciones, más como una corrección ya que en ArcGIS se puede delimitar los bancos de inundación.

3.2.4. Asignación de rugosidades

Otro dato a ser asignado previo a la modelación es el coeficiente de rugosidad de Manning (n); se le asigna una rugosidad en el cauce principal y otra para los bancos de inundación derecho e izquierdo. HEC-RAS también permite ingresar un coeficiente de rugosidad de Manning variable; sin embargo no se ha considerado esta opción debido a la gran cantidad de secciones, puesto que se está modelando 4.203 km de río con anchos de sección hasta de 1 km; es por ello que se ha asignado un solo coeficiente en base al análisis del mapa de uso del suelo. En base a los criterios dados por Balairón (2011); Arcement and Schneider (1989) del USGS, se ha asignado un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.03 en el cauce y 0.05 en las planicies de inundación.

3.2.5. Esquematización y caracterización del modelo

Con una pendiente media del río de 0.003 m/m , se ha caracterizado al flujo en régimen subcrítico; por tanto, para la condición de borde de entrada aguas arriba del modelo se ingreso la pendiente del río. La condición de borde de salida se ingreso en régimen subcrítico. Como se esta analizando inundaciones fluviales, se ha usado caudales máximos (flujo estacionario) ya que se modela para las condiciones mas desfavorables.

3.3. Implementación del modelo en 2-D

Los modelos matemáticos bidimensionales han sido ampliamente utilizados en la modelación del flujo para la generación de mapas de inundaciones. Esto se debe a que los modelos bidimensionales representan mejor las zonas de inundación en comparación con los modelos unidimensionales, ya que toman en consideración la variación de la velocidad y la profundidad del flujo h en las dos direcciones x y y . Los modelos bidimensionales son utilizados para representar el flujo en cauces naturales, canales y obras hidráulicas; a un coste computacional mayor que un modelos unidimensional, y menor que los modelos tridimensionales (Fe Marqués, 2005).

IBER es modelo matemático bidimensional para la simulación del flujo y procesos de transporte de sólidos en suspensión de ríos y estuarios, desarrollado en colaboración por el grupo de ingeniería del Agua y el Medio Ambiente, GEAME (Universidad de A. Coruñan, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universidad Politécnica de Cataluña, UPC, CIMEN) en convenio con el CEDEX y la dirección general del agua del Gobierno de España (Ayala Niño de Guzmán, 2015).

3.3.1. Ecuaciones básicas

Este modelo matemático resuelve las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad de Navier Stokes también conocidas como ecuaciones de Saint Venant bidimensionales (SVE). Para la resolución numérica de estas ecuaciones se asume una distribución hidrostática de presiones, con lo cual se desprecia las aceleraciones verticales del fluido; un campo de velocidad relativamente uniforme en profundidad; y pendiente de solera reducida (Cea et al., 2009c; Bladé Castellet, 2006).

Para la deducción de las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales; de las ecuaciones de Navier Stocks si no se considera la fuerza de Coriolis que para cauces de ríos no suele ser significativa, ni las tensiones efectivas que tiene poca importancia con respecto a los otros términos, ni las tensiones producidas por el viento en la superficie libre, se pueden escribir las ecuaciones de Saint Venant bidimensionales como:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu) + \frac{\partial}{\partial x}(hu^2 + g\frac{h^2}{2}) + \frac{\partial}{\partial y}(huv) = gh(S_{0x} - S_{fx}) \quad (3.4)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(hv) + \frac{\partial}{\partial x}(huv) + \frac{\partial}{\partial y}(hv^2 + g\frac{h^2}{2}) = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad (3.5)$$

Donde h representa el calado medido, u y v representan las velocidades en x y y respectivamente, S_0 y S_f representan las pendiente de fondo y la pendiente de la línea de flujo respectivamente. Se puede expresar las ecuaciones anteriores de forma conservativa vectorialmente como:

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}_1}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}_2}{\partial y} = \mathbf{G} \quad (3.6)$$

Donde \mathbf{U} es el vector de variables de flujo y representa la variación temporal local de las variables hidráulicas masa y cantidad de movimiento; \mathbf{F} es *tensor de flujo* y representa la variación espacial de los flujo de dichas cantidades; y \mathbf{G} es el término fuente (término independiente) que representa la ganancia o pérdida de masa y cantidad de movimiento por unidad de tiempo en un volumen diferencial que se mueve con el fluido (Bladé Castellet, 2006).

Bajo las hipótesis mencionadas, este modelo es válido para analizar el paso del flujo en ríos con una extensión horizontal mucho mayor que la profundidad; el inconveniente de este modelo es que al considerar una distribución hidrostática de presiones se restringe el uso de este modelo para cauces con cambios de geometría abruptos como obstrucciones que invalidan las asunciones del modelo (Cea et al., 2009c). Sin embargo, si se puede modelizar estructuras hidráulicas, siempre que no se requiera conocer a priori fenómenos locales, en este caso el resalto hidráulico.

En el caso de que se requiera determinar el comportamiento de obras hidráulicas en las cuales el efecto de la variación de la profundidad del flujo en compuertas, vertederos, azudes y otras obras de control del flujo; producen un cambio de régimen del flujo de laminar a turbulento, donde las fuerzas inerciales son mayores respecto de las fuerzas viscosas. Este fenómeno es representado por el número de Reynolds, que se obtiene con el cociente de estas fuerzas.

Por lo tanto, al considerar los efectos de turbulencia, de acuerdo a Fe Marqués (2005), para incluir los efectos de turbulencia en las ecuaciones de Saint Venant en la ecuación 3.6 el término fuente incorporado los esfuerzos debidos a la turbulencia queda:

$$\mathbf{G} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) + S_{t1} \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) + S_{t2} \end{pmatrix} \quad (3.7)$$

donde:

$$S_{t1} = \frac{\partial}{\partial x} \left(2\nu_t h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\nu_t h \left[\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right] \right) \quad (3.8)$$

$$S_{t2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\nu_t h \left[\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right] \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(2\nu_t h \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad (3.9)$$

ν_t representa la viscosidad turbulenta del flujo. Ahora al considerar el efecto de la turbulencia, Cea et al. (2009c) indica que en el término fuente, las tensiones efectivas horizontales promediadas en profundidad, deben incluir la suma de los efectos de las tensiones viscosas, de las tensiones turbulentas (tensiones de Reynolds) y de los términos de dispersión lateral debido a la no homogeneidad en profundidad del perfil de velocidad; además su importancia será mayor cuando menos uniforme sea el perfil de velocidad en profundidad (en el caso de este estudio el paso del flujo a través de estructuras hidráulicas). Un análisis mas a detalle del tema ver Cea et al. (2009c); González Acedo (2013).

Una implicación directa al resolver las ecuaciones en 2-D pese a considerar los efectos de la turbulencia es que no se representa muy bien la física de los flujos turbulentos en comparación con un modelo matemático tridimensional (Fe Marqués, 2005; González Acedo, 2013). Sin embargo, en problemas de flujo en ríos el orden de magnitud de las tensiones viscosas es mucho menor que el del resto de los términos que aparecen en las ecuaciones de Saint Venant, pero el efectos de las tensiones viscosas es especialmente importante en zonas de recirculación en donde la producción de turbulencia es importante (Cea et al., 2009c).

Existen varios modelos de turbulencia que permiten representar este estado del flujo en los modelos matemáticos; la versión 2.2 de IBER incorpora el modulo de turbulencia el cual esta incorporado por 4 modelos: 1) Modelo de viscosidad constante (ν) 2) Modelo de viscosidad parabólica promediada en profundidad de Eddy, 3) Modelo de longitud de mezcla y 4) Modelo $k-\epsilon$ promediado en profundidad; La desventaja de este último modelo es que requiere un coste computacional mucho mayor que los otros modelos de turbulencia mencionados; y ademas requiere de condiciones iniciales (Cea, 2005; Fe Marqués, 2005; Cea et al., 2009c).

Estos modelos calculan automáticamente el valor de la viscosidad turbulenta en cada punto del flujo en función de las variables hidráulicas calado, velocidad y fricción de fondo. En el caso de este estudio, para representar la acción de la turbulencia en el modelo, se utilizará el modulo $k-\epsilon$ promediado en profundidad.

3.3.2. Solución numérica

IBER usa el Método de los Volúmenes Finitos (FVM) para la solución de las ecuaciones de Saint Venant. El FVM crea a partir de la malla original un volumen de control uniendo los baricentros de los cuadriláteros o triángulos formando un volumen de control, dentro del cual se calculan las variables de cálculo **velocidad** en x y y , y **profundidad** para cada elemento (celda) del volumen de control. Los valores calculados representan el valor medio de todo el elemento y es almacenado en el centro geométrico del elemento de la malla. Se pueden distinguir dos tipos de mallas: Una malla estructurada esta compuesta por elementos de 3 o 4 lados ordenados en forma de matriz; y una malla no estructurada esta compuesta por elementos de 3 o 4 lados no ordenados entre si (Cea, 2005).

Al tratarse de ecuaciones diferenciales parciales, existen varios esquemas numéricos para resolver las ecuaciones. Estos esquemas numéricos se diferencian en como se discretiza el modelo para el cálculo de las variables velocidad y calado en los elementos de la malla, en el espacio y el tiempo.

La discretización espacial esta relacionada con la discretización de la geometría de la malla. La malla puede ser estructurada o no estructurada, esto depende de la complejidad de la geometría, en algunos casos se puede combinar una malla estructurada y una no estructurada. Existen dos esquemas para la discretización espacial. Los esquemas centrados que no consideran las perturbaciones de las ondas del flujo que producen un cambio de régimen de flujo y los esquemas descentrados que si tienen en cuenta la dirección de la velocidad y la propagación de las ondas de flujo. Debido a la inestabilidad que presentan los esquemas centrados IBER esta basado en un esquema descentrado (Fe Marqués, 2005; Bladé Castellet, 2006).

La discretización temporal, expresa como se calcula la variable temporal Δt de las ecuaciones de Saint Venant; y esta basada en esquemas implícitos y esquemas explícitos. Los esquemas implícitos son incondicionalmente estables, mientras que los esquemas explícitos limitan su estabilidad a la condición **CFL** (Courant-Friedrichs-Lewy). En la ecuación 3.10 se expresa el tamaño máximo del paso de tiempo Δt en función del tamaño del elemento (celda de la malla), la condición CFL, y la velocidad del flujo más la velocidad de la onda dinámica del flujo (Fe Marqués, 2005; Bladé Castellet, 2006).

$$\Delta t = \frac{CFL \cdot \Delta x}{U + c} \quad (3.10)$$

Donde Δx es el tamaño de celda de la malla máximo en el paso de tiempo Δt , U es la velocidad del flujo y c es la celeridad de la onda dinámica del flujo. Para que un esquema explícito sea esta estable, y converja a la solución de las ecuaciones la condición CFL debe se debe cumplir:

$$0 \leq CFL \leq 1 \quad (3.11)$$

Dentro de los esquemas que incorpora IBER para resolver las ecuaciones, están los esquemas descentrados de primer orden y los esquemas descentrados de segundo orden. Los esquemas de primer orden son muy robustos y estables pero menos precisos que los esquemas de segundo orden. Generalmente se usa un esquema descentrado de segundo orden cuando se quiere mayor precisión sin tener que alterar la geometría de la malla. Se puede encontrar mas a cerca del tema en (Bladé Castellet, 2006).

3.3.3. Construcción del modelo

En la primera etapa de la modelación del flujo en el río Quevedo en su estado natural, se ha construido una malla estructurada GDAL construida a partir del MDE con un ancho de celda de 4 m. Este tipo de malla tiene dos principales ventajas; la primera es que se disminuye el tiempo de cálculo al no tener que construir la geometría y sobre

esta la malla, y la segunda que al tener un ancho de malla uniforme no se disminuye la inestabilidad en el modelo.

En la segunda etapa de la modelación matemática del flujo a través de las obras hidráulicas emplazadas en el terreno, se distinguen 4 principales de obras:

1. Obra de cierre del cauce (Represa)
2. Obra de toma (Canal)
3. Obra de control (Diques)
4. Obras de regulación (Vertederos)

Obras de cierre del cauce.- Los elementos de la presa como azud, Pilas, compuertas, dados de impacto y losa de aproximación; se han construido a partir de Líneas en 3 dimensiones en Autocad Civil 3D como se muestra en la siguiente Figura 3.6. Una vez construida la represa en Civil 3D, se exporta en formato (.DXF) a IBER.

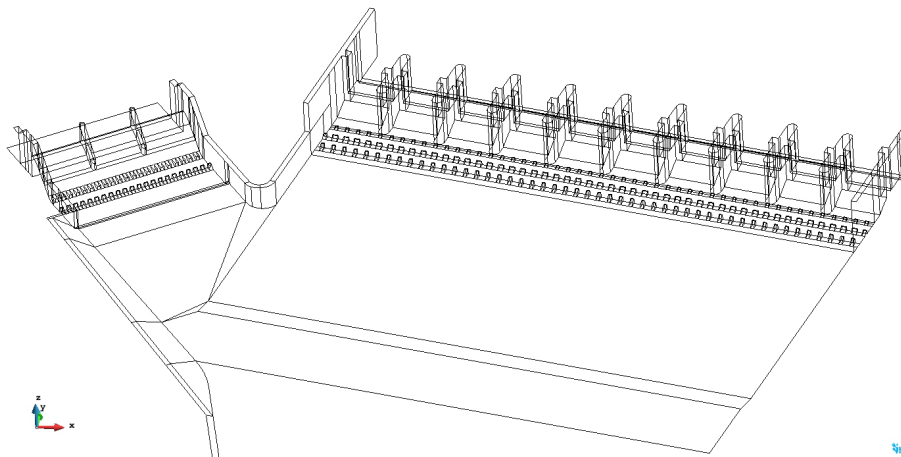


Figura 3.6: Líneas base para las obras hidráulicas en IBER

Obras de toma.- El canal de aproximación se construyó en Civil 3D como una superficie con curvas de nivel cada 25cm. Luego se ha exportado como un (MED), con un ancho de celda de 0.25cm. finalmente, en GIS se ha emplazado el canal al (MED) del terreno

Obras de control.- Al igual que el canal de aproximación, los 3 dique han sido contruidos como superficie en Civil 3D con curvas de nivel cada 25cm; se ha exportado como (MED) cada 25cm, y finalmente se han emplazado en el (MED) del terreno.

Obras de regulación.- En el caso del vertedero de excesos ubicado en el canal de aproximación; este ha sido construido a partir de líneas en Civil 3D, se exporta a (.DXF) para luego ser emplazado al terreno en IBER. El vertedero de excesos a ser ubicado en el cauce secundario del río se ha considerado ingresar como condición interna del problema en IBER en la **cota 55 m.s.n.m.**

En la Figura 3.4 se muestra un esquema general de los diques y el canal de aproximación emplazados sobre el terreno. Una vez emplazadas estas obras se genera un archivo ASCII, y con esto se genera un RTIN del terreno en IBER.

El sitio de estudio esta ubicado en las coordenadas 670438.457 m al Este y 9893885.890 m al Norte; IBER distorsiona los archivos en formato (.DXF) cuando las coordenadas tienen cifras muy grandes como las indicadas, por lo que ha sido necesario trasladar todas las obras y el terreno cerca del origen en el cuadrante positivo en X y Y conservando las elevaciones originales, conservando a elevación original

En IBER, se ha construido manualmente un RTIN de la captación y el vertedero de excesos a partir del archivo (.DXF). Luego se ha creado un archivo RTIN del terreno con las obras emplazadas; aquí IBER nos permite ingresar el lado máximo y mínimo para la triangulación, además la tolerancia entendida como la semejanza o error entre el MED original en GIS y el RTIN generado en IBER. Al RTIN del terreno se realizó un corte de la zona de la captación y se ha unido al RTIN de la captación y el vertedero de excesos de forma manual.

3.3.4. Asignación de rugosidades

La asignación de rugosidades puede ser manual o automática. La asignación automática se realizó a partir del mapa de uso del suelo, el mismo que ha sido reagrupado en entidades de similar rugosidad según Balairón (2011); Arcement and Schneider (1989) de la (USGS). Para la modelación del río Quevedo en estado natural (Primera etapa), se ha obtenido 16 usos del suelo característicos. Para la modelación del río Quevedo emplazadas las obras hidráulicas (Segunda etapa) se caracterizó 19 usos del suelo, los 3 usos de suelo adicionales son de las estructuras hidráulicas (hormigón, enrocado y dique).

Para generar el mapa de rugosidades en IBER automáticamente, se ingresó los usos de suelo (Entidades) en IBER que no incluye en su base de datos. Para cada uso del suelo se ha asignado una rugosidad característica. En la tabla 3.2 se muestra los diferentes usos del suelo característico con el valor del coeficiente de rugosidad de Manning respectivo.

3.3.5. Esquematización del problema

Para la solución de las ecuaciones diferenciales descritas, es necesario ingresar condiciones de contorno o de borde y las condiciones iniciales. Se ha caracterizado al flujo en el río Quevedo en régimen subcrítico con una pendiente promedio $So = 0,003m/m$. Como condición de borde de entrada se ha ingresado los caudales medios mensuales de invierno 3.2 y los caudales de los diferentes periodos de retorno 3.1; en este caso se ingreso caudales constantes (flujo estacionario) y no hidrogramas de crecida ya que se esta modelando para las condiciones mas desfavorables. Respecto a las condiciones de borde de salida del modelo, no se tiene aforos de caudales aguas abajo del tramo del río que se está modelando; por lo tanto se ha asignado una condición de salida libre en régimen subcrítico.

Tabla 3.2: Coeficientes de rugosidad de Manning para los diferentes usos de suelo

Uso del suelo	Coeficiente de rugosidad de Manning (n)	Uso del suelo	Coeficiente de rugosidad de Manning (n)
Banano	0.1	Arroz	0.04
Pasto cultivado	0.045	Suelo descubierto	0.023
Maíz	0.09	Vía Lastrada	0.022
Palma africana	0.1	Vía Asfaltada	0.018
Policultivos	0.045	Bosque Húmedo	0.1
Cacao	0.08	Vegetación en Humedal	0.11
Arboles	0.12	Dique	0.028
Río	0.025	Enrocado	0.23
Deposito Cantera	0.035	Hormigón	0.017
Urbano	0.15		

Al inicio de la modelación, el volumen de agua en la malla (dominio) es nulo, con esto el nivel de flujo en todo el modelo es cero. esto se asigna como condición inicial del problema. En la segunda etapa de la modelación se ha propuesto implementar un vertedero en el cauce secundario del río aguas arriba la zona de ubicación de la obra de toma; por lo que ha sido necesario asignar al vertedero como una condición interna del problema.

3.4. Validación de los modelos en 1-D y 2-D

Existen varios métodos estadísticos para la validación y comparación de resultados, Willems (2012) indica que antes de realizar una comparación entre los resultados modelados y los observados se puede usar modelos estadísticos de bondad de ajuste como error medio, error cuadrático medio y desviación estándar; con lo cual se puede medir la sensibilidad de los datos.

Sin embargo, Ochoa García et al. (2014) indica que en el caso de la modelación unidimensional en HEC-RAS los parámetros de mayor sensibilidad a tomar en cuenta son los coeficientes de expansión y contracción para flujos estacionarios en cada sección de cálculo y la tolerancia en los niveles del flujo calculados; además indica que los parámetros de sensibilidad en el modelo bidimensional son las variables de paso temporal y el tamaño de la celdas de la malla de cálculo.

CAPÍTULO 4

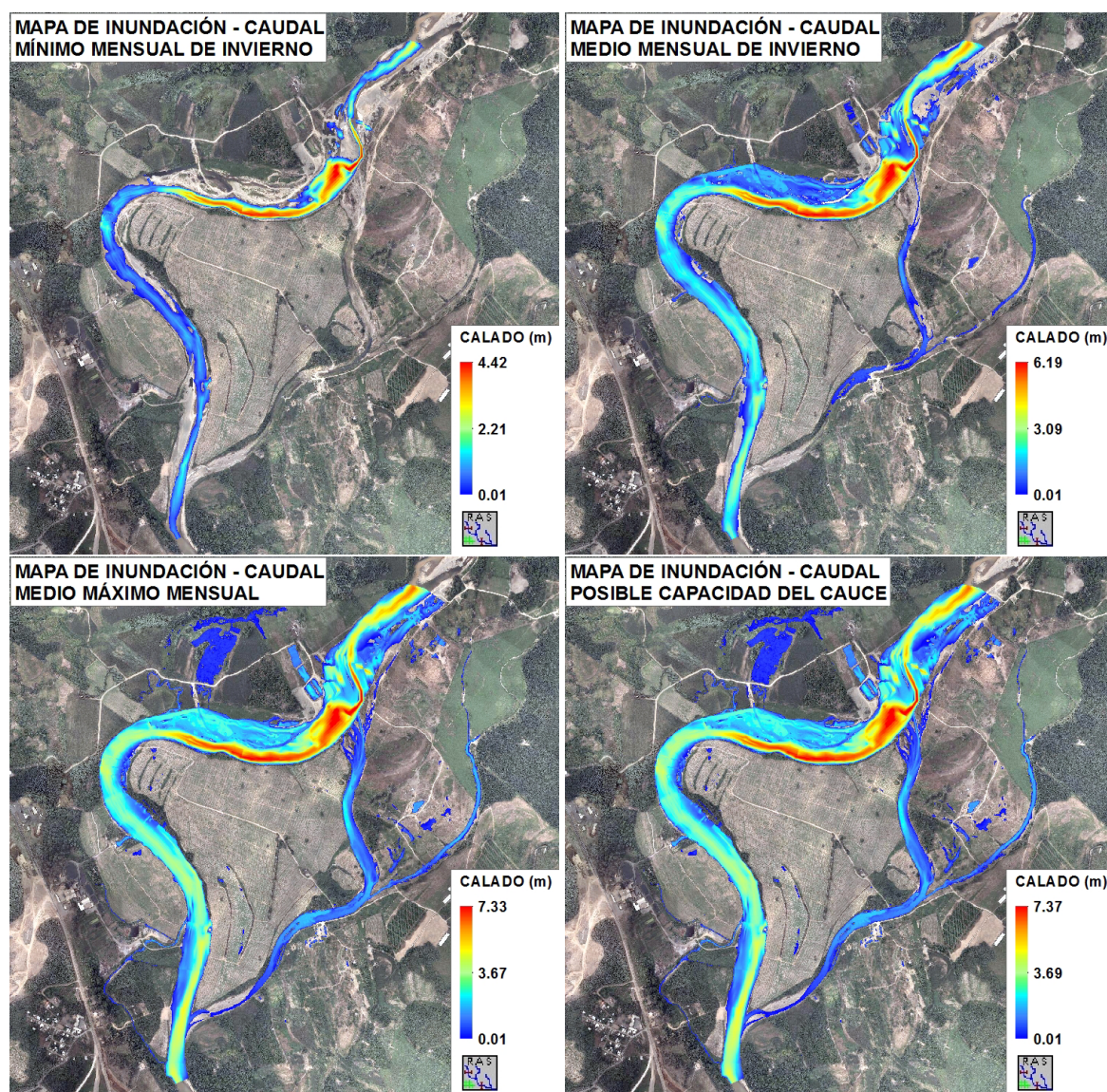
Resultados y Discusión

4.1. Resultados

4.1.1. Mapa de inundación en HEC-RAS

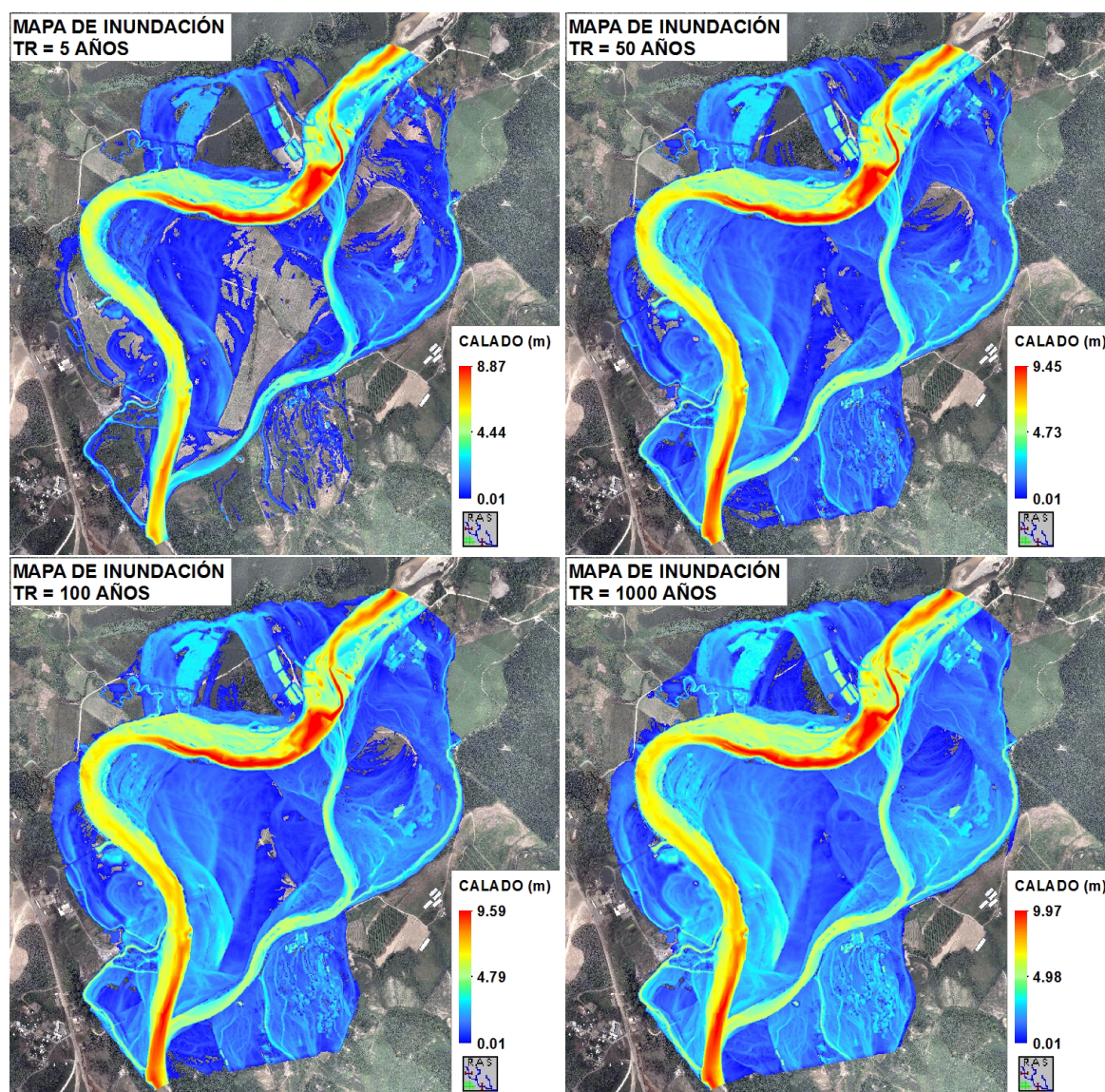
Con la modelación realizada con HEC-RAS se obtuvo los siguientes mapas de inundación en ArcGIS para los caudales mensuales de los meses de invierno. En la Figura 4.1 se muestran los caudales mínimos, medios y máximos obtenidos en la modelación.

Figura 4.1: Mapas de inundación para los caudales: Mínimo mensual de invierno, Medio mensual de invierno, Máximo mensual de invierno, Capacidad del cauce (posible)



En la Figura 4.2 se muestran los mapas de inundaciones para los diferentes periodos de retorno obtenidos en la modelación unidimensional con HEC-RAS en ArcGIS.

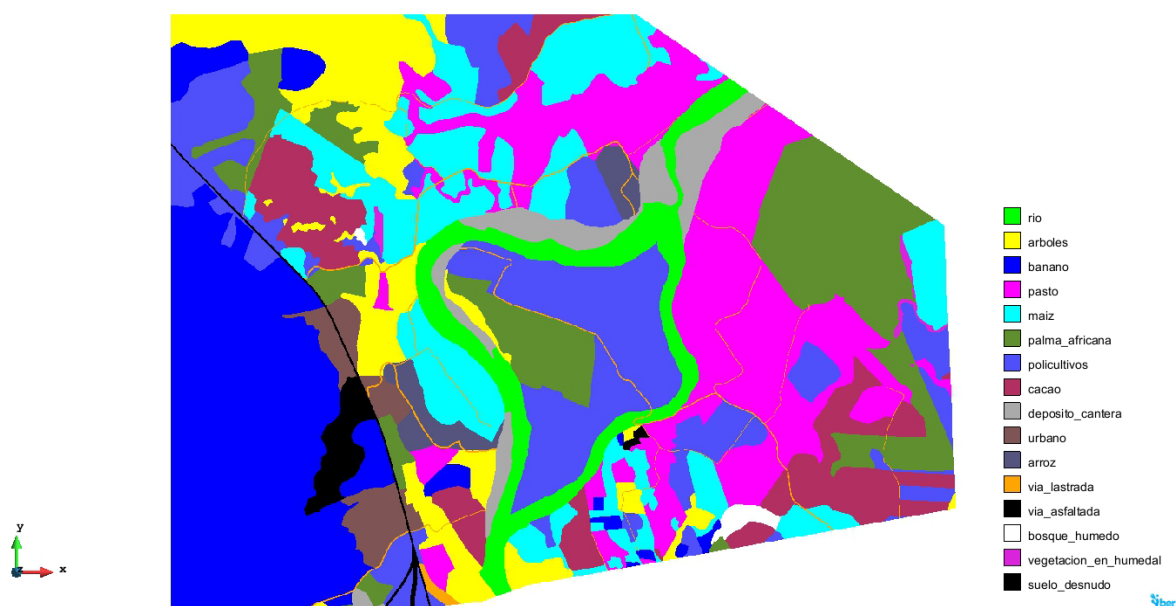
Figura 4.2: Mapas de inundación para los caudales de periodos de retorno de 5, 50, 100, 1000 mil años



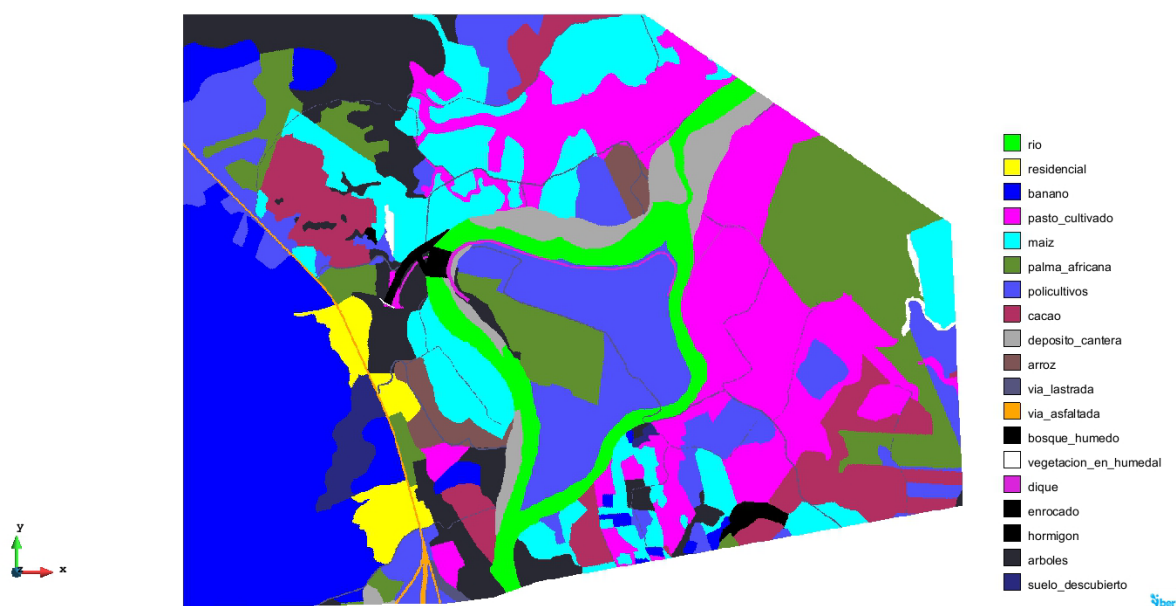
4.1.2. Mapa de rugosidades en IBER

A partir del mapa de uso del suelo, previo a la modelación matemática en IBER se generó dos mapas de rugosidades. En la Figura 4.3a se muestra el mapa de rugosidades para la modelación del río Quevedo en estado natural en el que se presentan 16 usos de suelo característicos. En la Figura 4.3b se muestra el mapa de rugosidades para la modelación del río Quevedo incorporadas las obras hidráulicas, para esta etapa se han adicionado 3 usos del suelo: hormigón, diques y enrocado.

Figura 4.3: Mapas de rugosidades obtenidos a partir del mapa de uso del suelo



(a) Mapa de rugosidades para modelación del río Quevedo en estado natural

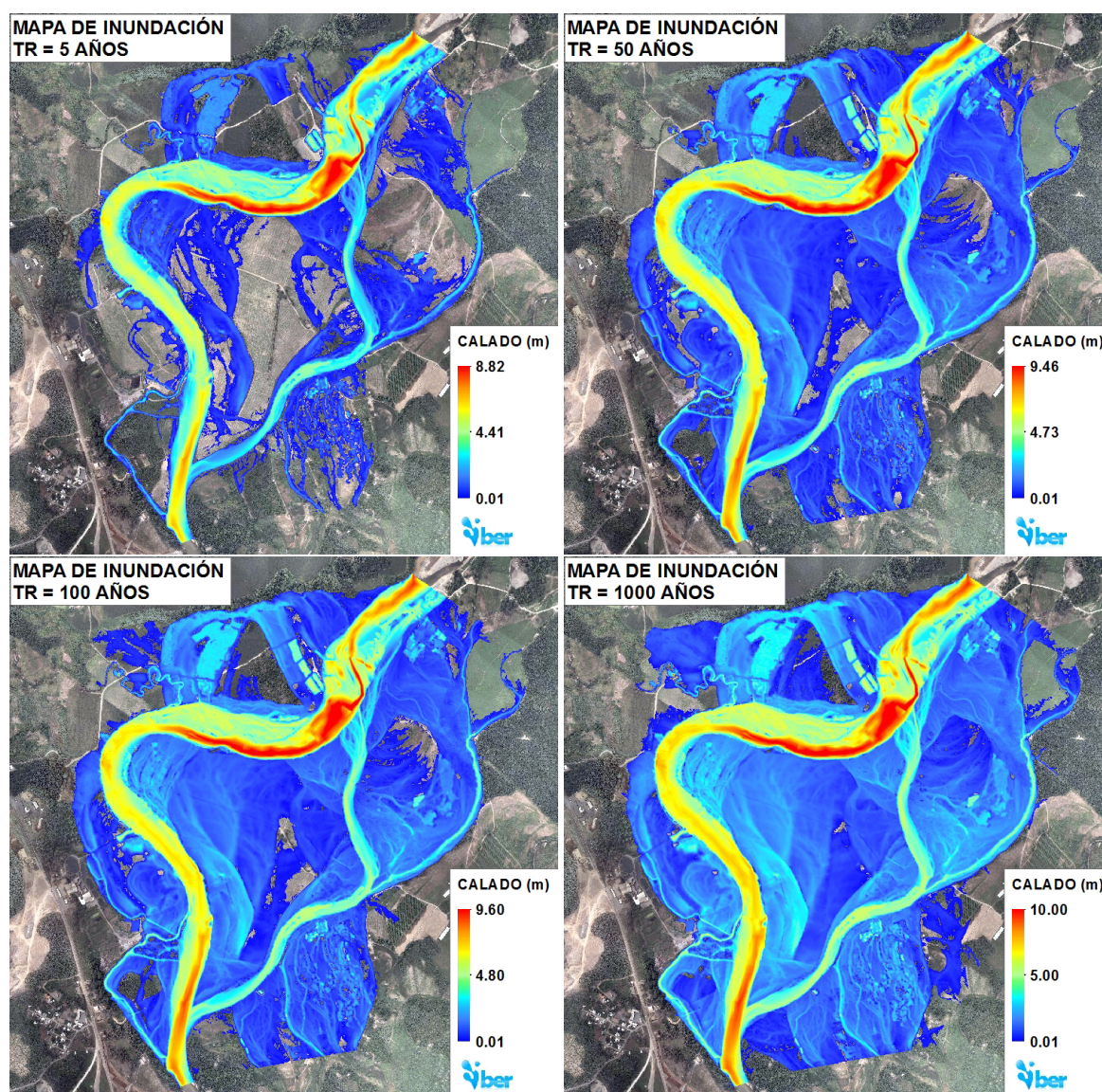


(b) Mapa de rugosidades para modelación del río Quevedo incorporadas las obras hidráulicas

4.1.3. Mapa de inundaciones en IBER

En la Figura 4.4 se muestran los mapas de inundación obtenidos de la modelación matemática bidimensional en IBER para los caudales de 5, 50, 100 y 1000 años de periodo de retorno. Las imágenes fueron generadas en ArcGIS con los resultados de los máximos valores de inundación (**Mapa de máximos**) en IBER.

Figura 4.4: Mapas de inundación para los caudales de periodos de retorno de 5, 50, 100, 1000 años



4.1.4. Niveles de flujo y velocidades en las obras hidráulicas

De los resultados obtenidos en la segunda etapa de la modelación bidimensional en IBER; en la tabla 4.1 se muestra las cotas del flujo sobre en el canal de conducción, vertedero de excesos de canal de conducción, en las compuertas de la presa y en azud del cauce secundario; para los caudales de 162.70, 249.78, 633.50, 1512.694, 3083.787 m³/s. Para el azud del canal y las compuertas de la presa, se presentan las cotas en el área inundada (1), la cota de caída del flujo (2) y la cota en el cuenco dissipador (3).

Para el caudal de $Q = 162.70 \text{ m}^3/\text{s}$, la velocidad sobre el azud del vertedero de excesos del canal de conducción es de 7.74 m/s, sobre las compuertas (clapetas) de la presa es de 6.10 m/s y en el cuenco dissipador del azud y de la presa es de 0.4 m/s.

Tabla 4.1: Cotas de la superficie de agua en las estructuras hidráulicas obtenidas de la modelación bidimensional en IBER

Caudal (m^3/s)	canal de conducción Cota (m)	Vertedero-canal - Cota (m)			Clapetas - Cota (m)			Azud adicional Cota (m)
		1	2	3	1	2	3	
162.70	55.36	55.37	51.67	52.17	55.38	52.09	52.18	55.35
249.78	55.63	55.65	51.86	52.52	55.66	52.25	52.52	-
633.50	56.51	56.60	54.94	55.75	56.60	54.22	55.72	57.30
1512.694	55.67	55.69	54.87	55.17	55.69	54.12	54.92	57.30
3083.787	56.21	56.60	54.94	55.75	56.60	54.20	55.72	57.30

Para el caudal $Q = 249.78 \text{ m}^3/\text{s}$ la velocidad sobre el azud es de 8.21 m/s. Para el caudal $Q = 633.50 \text{ m}^3/\text{s}$ la velocidad en el azud es 9.21 m/s, sobre las compuertas de la presa es de 8.10 m/s; en el cuenco disipador del azud la velocidad varia de 0.1 a 1.6 m/s y en el cuenco disipador de la presa la velocidad es de 0.5 m/s aproximadamente.

Para el caudal $Q = 1512.694 \text{ m}^3/\text{s}$ de 5 años de periodo de retorno, la velocidad en el azud del vertedero del canal varía de 3 a 3.5 m/s y en las compuertas de la presa la velocidad tiene una variación de 5 a 7.57 m/s. En el cuenco disipador de la presa se tiene una velocidad de 2 a 3 m/s; y la velocidad de vuelta al cauce es de 3.5 m/s, siendo la velocidad media en el cauce de 3.40 m/s. En el cauce secundario se tiene una cota de 56 m.s.n.m. con una velocidad promedio de 2 m/s.

Para el caudal $Q = 3083.787 \text{ m}^3/\text{s}$ de 1000 años de periodo de retorno, en las compuertas de la presa la velocidad es 8 m/s y en el cuenco disipador disminuye a los 2.5 m/s aproximadamente; además una velocidad de 4.80 m/s de vuelta al cauce del río en el cual la velocidad es de 4 m/s. Mientras que en el azud del vertedero de excesos del canal la velocidad es de 5.5 m/s y en el cuenco disipador varia de 0 a 2 m/s.

4.2. Discusión

4.2.1. Validación y Comparación de los modelos en 1-D y 2-D para la generación de mapas de inundación

Como se esta modelando el río Quevedo en estado natural y al ser un río de cuenca media la topografía no presenta cambios de geometría abruptos que influyan de manera considerable en los coeficientes de expansión y contracción en el caso unidimensional (HEC-RAS). En el caso bidimensional (IBER), tomando en cuenta que la malla de cálculo es una malla estructurada de 4m de tamaño de celda, y que las variables de calculo temporales por defecto han permitido una convergencia del modelo; se ha disminuido la incertidumbre o aumentado la sensibilidad de los resultados obtenidos.

Al no contar con un modelo físico u observaciones en campo de las áreas de inundación o niveles de flujo, los resultados obtenidos están respaldados por la información hidrológica entregada para la modelación matemática. Y, las variables a considerar para la validación de los modelos en 1D y 2D son el coeficiente de rugosidad de Manning cuyos valores han sido asignados considerando los criterios dados por la United States Geological Survey (USGS) en los reportes técnicos (USGS, 1998; Arcement and Schneider, 1989; Barnes, 1967).

Por lo tanto, la validación y/o comparación de resultados de la modelación se han evaluado comparando las áreas de inundación y los niveles de flujo en IBER y HEC-RAS para diferentes caudales de periodo de retorno como lo indica Ayala Niño de Guzmán (2015); Timbe Castro et al. (2011); Ochoa García et al. (2014) .

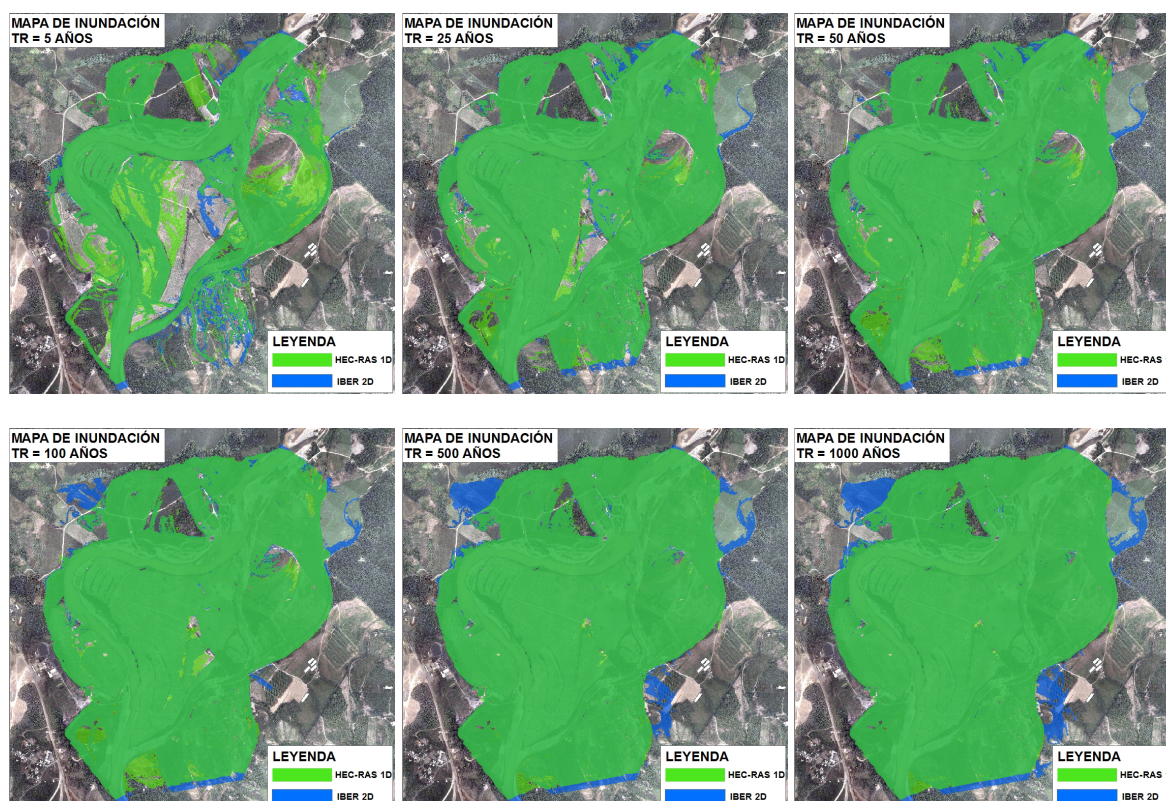
En la tabla 4.2a se muestras los niveles de flujo y en la y en la tabla 4.2b se muestra las áreas de inundación obtenidas de los mapas de inundación para los caudales de los diferentes periodos de retorno. Los niveles de flujo son similares dando una diferencia máxima de 5 cm y una mínima de 1 cm. No así las áreas de inundación que tienen mayor variación (33.859 ha).

Tabla 4.2: Comparación de: **(a)** niveles máximos de flujo y **(b)** áreas de inundacion de los mapas de inundación obtenidos en HEC-RAS e IBER.

Periodo de Retorno	IBER cota (m)	HEC-RAS cota (m)	Diferencia (m)	Periodo de Retorno	IBER Área (Ha)	HEC-RAS Área (Ha)	Diferencia (Ha)
TR5	8.820	8.870	0.050	TR5	220.956	254.816	33.859
Tr10	9.060	9.070	0.010	Tr10	282.277	302.143	19.867
TR25	9.300	9.290	0.010	TR25	334.356	342.657	8.301
TR50	9.460	9.450	0.010	TR50	354.407	363.581	9.174
TR100	9.600	9.590	0.010	TR100	373.064	374.830	1.766
TR200	9.720	9.710	0.010	TR200	389.414	381.885	7.528
TR500	9.88	9.86	0.020	TR500	406.923	388.629	18.293
TR1000	10	9.97	0.030	TR1000	417.009	392.327	24.682

En la Figura 4.5 se muestra los mapas de inundación obtenidos en HEC-RAS e IBER para los periodos de retorno de 5, 25, 50, 100, 500 y 1000 años de periodo de retorno. Se puede observar que el área de inundación obtenido en IBER es menor que el área de inundación en HEC-RAS para los caudales de periodo de retorno de 5, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno; pero, para los caudales de 500 y 1000 años de periodo de retorno las áreas de inundación de IBER son mayores que las áreas de inundación en HEC-RAS.

Figura 4.5: Mapas de inundación para los caudales de periodos de retorno de 5, 25, 50, 100, 500 y 1000 mil años en IBER y HEC-RAS



Esto es debido a que los modelos bidimensionales toman en cuenta la dirección de las ondas del flujo en las dos direcciones (X y Y) por lo que producen una mayor área de inundación; y dependerá, como se observa en la tabla 4.2a de la cantidad del flujo (a mayor caudal mayor velocidad).

4.2.2. Curva de descarga en la zona de la captación

En la Figura 4.6, se presenta la curva de descarga obtenida de la modelación matemática en HEC-RAS e IBER, en la zona en la cual serán emplazadas las obras hidráulicas sobre el río Quevedo. En la tabla 4.3 se muestra las cotas de agua y la diferencia de cotas en la sección de control en la zona de la captación obtenidos en IBER y HEC-RAS. se puede observar que las cotas obtenidas en los dos modelos 1D y 2D no presenta mayor variación, dando una diferencia máxima de 13.5 cm, y una mínima de 1.2 cm entre las cotas los modelos mencionados.

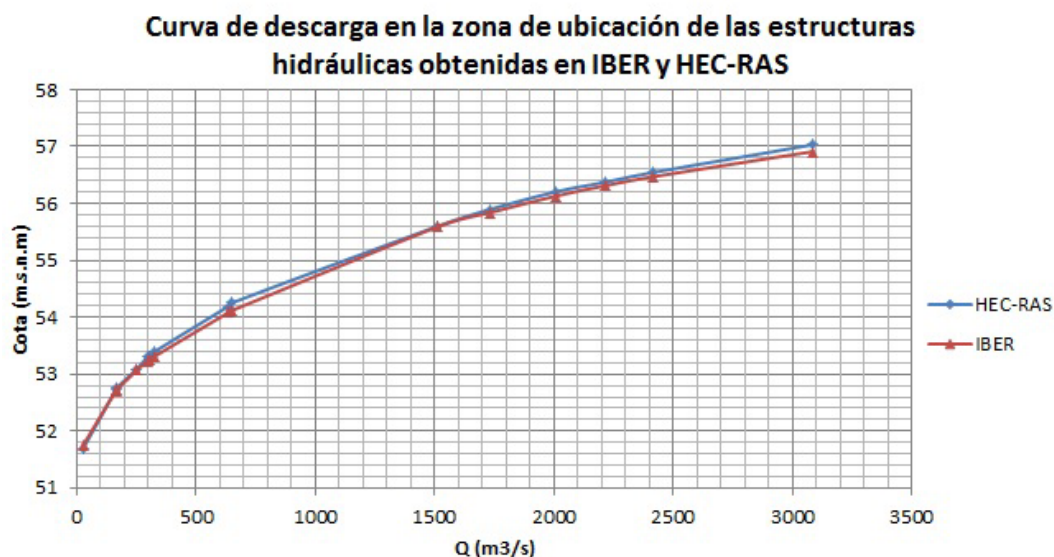


Figura 4.6: Curva de descarga en la zona de la captación; en HEC-RAS e IBER

Tabla 4.3: Diferencia de cotas en (m) entre los modelos en IBER y HEC-RAS en la zona de emplazamiento de las estructuras hidráulicas

Caudal (m ³ /s)	IBER Cota (m.s.n.m.)	HEC-RAS Cota (m.s.n.m.)	Diferencia de nivel (m)
25.400	51.690	51.750	0.060
162.700	52.728	52.710	0.018
165.600	52.761	52.720	0.041
249.800	53.089	53.070	0.019
294.400	53.298	53.220	0.078
306.800	53.305	53.260	0.045
323.700	53.392	53.310	0.082
633.500	54.191	54.080	0.111
650.000	54.255	54.120	0.135
1513.694	55.602	55.590	0.012
1732.599	55.896	55.840	0.056
2008.416	56.206	56.130	0.076
2212.617	56.373	56.310	0.063
2415.122	56.545	56.470	0.075
3083.787	57.031	56.910	0.121

4.2.3. Modelamiento de las estructuras hidráulicas en IBER

Para la modelación de las estructuras hidráulicas en IBER, se han ensayado diversas opciones respecto a los esquemas numéricos, en específico a la discretización temporal de la cual depende la convergencia y estabilidad de las mallas y el tiempo de cálculo de las mismas.

Luego de probar varias opciones, para todos las mallas calculadas, se ha usado un esquema de segundo orden ya que no se podía variar la malla (las estructuras hidráulicas); se uso de manera forzada un limite seco-mojado de 10 cm ya que valores menores no convergen las mallas que se construyeron; se modifico el método de secado por defecto de IBER a una condición de secado estricta, por la misma razón que el límite seco mojado; así mismo para todas las mallas se asigno una CFL = 0.45.

Debido a la complejidad de la geometría al incorporar las estructuras hidráulicas en el modelo numérico, a todas las paredes verticales consideradas en los diseños se les ha asignado cierta inclinación, esto permitió disminuir la incertidumbre en cálculo de las ecuaciones ya que se evito cambiar en mayor magnitud las variables de cálculo del paso temporal (no físicas) con valores fuera de los rangos indicados Bladé et al. (2014) en el Manual de IBER, las mismas que pueden introducir errores en el cálculo.

Debido al coste computacional que presenta IBER para modelar geometrías complejas como es el caso de las estructuras mencionadas en la sección 3.1.6, los resultados de la modelación para algunos caudales han sido procesados antes de que el flujo en los modelos se estabilice; por lo que pueden haber variaciones en los resultados de velocidad y niveles de flujo en las estructuras hidráulicas una vez culminado el tiempo de simulación de los modelos que aún se están procesando.

Otro de los aspectos a considerar en el análisis de los resultados, es la condición de flujo en el canal de conducción. De acuerdo a los diseños del mismo, se debe mantener el flujo en la cota 54.70 m.s.n.m. de manera que dicho canal pudiera evacuar los 30 m³/s requeridos. Por lo que se han planteado diversas hipótesis o escenarios; los mismos que se están probando, para así definir el escenario mas adecuado que represente las condiciones mas próximas a la realidad.

4.2.4. Cambios de velocidad

De los resultados obtenidos, se ha observado comportamientos similares en cuanto a las velocidades en el azud del vertedero de excesos, en la presa y el cuenco dissipador, de todos los modelos procesados hasta el momento. Para la hipótesis de que las compuertas se encuentren cerradas, se tiene una disminución de la velocidad de 7.74 m/s en la presa a 0.4 m/s en el cuenco dissipador para el caudal de 162.70 m³/s, 8.42 m/s a 0.6 m/s para el caudal de 249.78 m³/s de 9.21 m/s a 1 m/s aproximadamente para el caudal de 633.50 m³/s.

Bajo la consideración de que todas las compuertas están bajadas (nivel 0 sobre el cauce); la velocidad se reduce de 7.57 a 2.5 m/s y de 8 a 2.5 m/s para los caudales de 1512.694 y 3083.787 m³/s de los periodos de 5 y 1000 años respectivamente. Esto indica que existe una buena dissipación de la energía tanto del cuenco dissipador como de los dados de impacto, de la presa y del azud del vertedero de excesos para las dos condiciones o estados de las compuertas de la presa.

4.2.5. Zonas de recirculación del flujo

Para los caudales 162.70, 249.78 y 633.50 m³/s se ha determinado zonas de recirculación con velocidades menores a 0.5 m/s, en las cuales se tendrá problemas de sedimentación. En la Figura 4.7 se observa una zona en la entrada al canal de conducción en la que hay recirculación del flujo inclusive para el caudal de 3083.7878 m³/s.

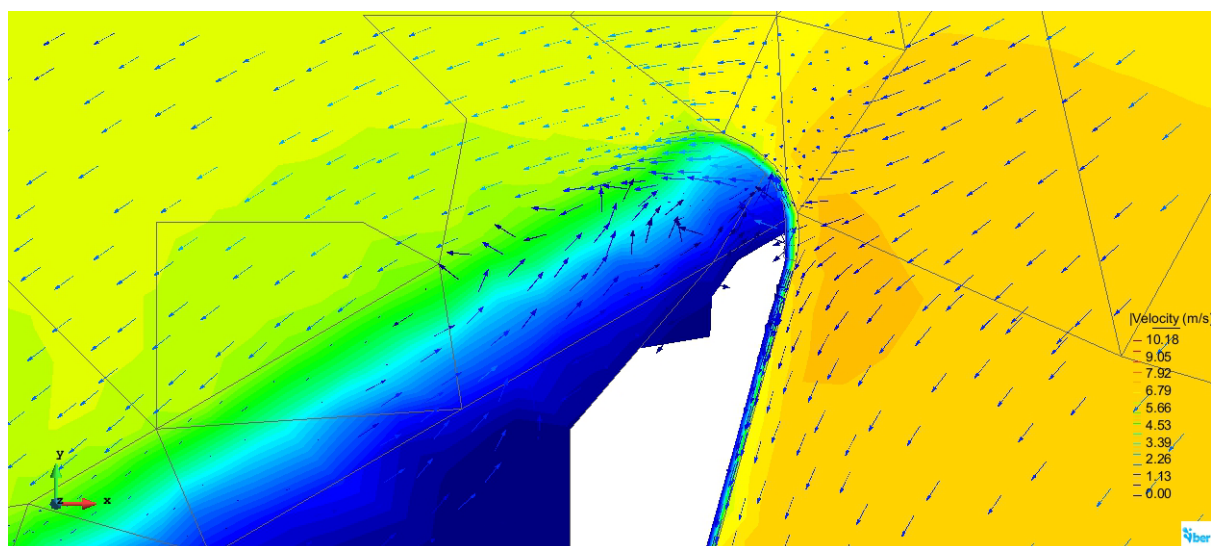


Figura 4.7: Zona de recirculación a la entrada al canal

Otra zona de recirculación observado para el caudal de 1512.694 y 3083.787 m³/s, se produce en la obra de toma a la entrada del azud del vertedero de excesos. Como se observa en la Figura 4.8, la velocidad es menor de 0.5 m/s lo que generará la deposición de sedimentos.

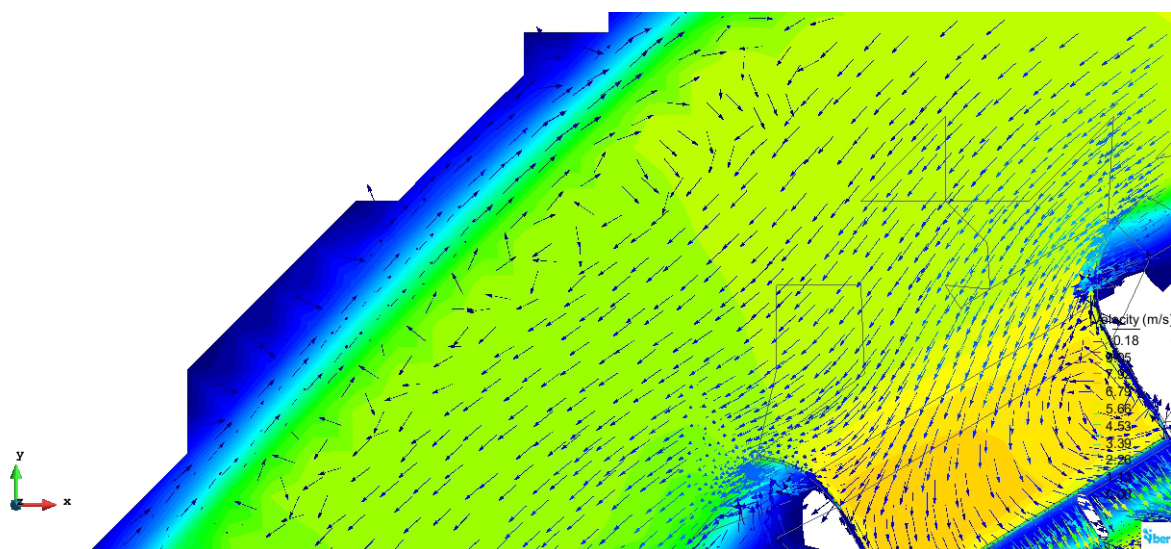


Figura 4.8: Zona de recirculación en el canal a la entrada del azud del vertedero de excesos

4.2.6. Niveles de flujo y áreas inundadas

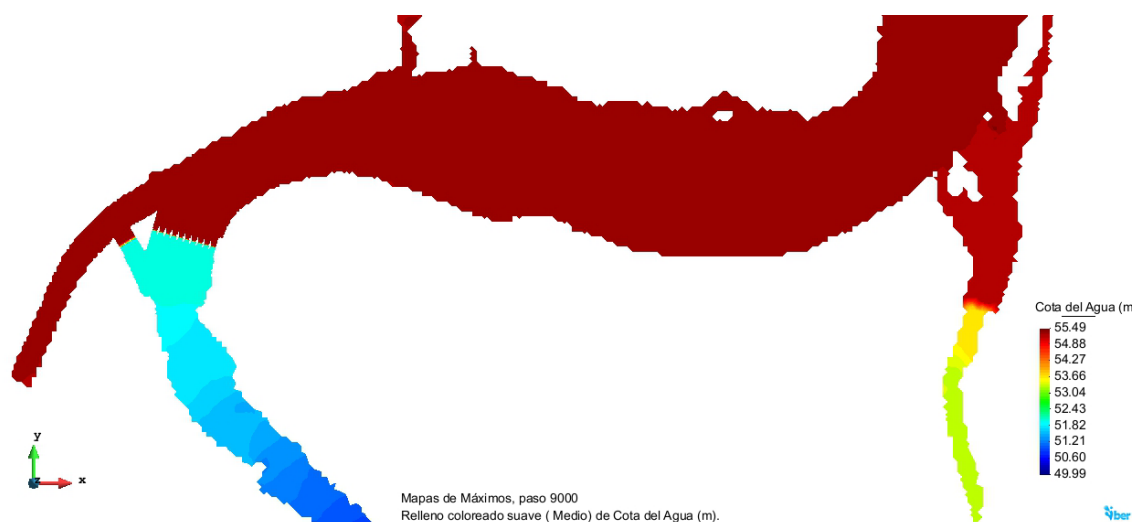
Respecto a las cotas que alcanza el flujo en los modelos, en la Figura 4.9 se observa las áreas de inundación para los caudales 162.70, 249.78 y 633.50 m³/s, donde se incluye las cotas de flujo coloreadas. Para el caudal de 162.70 m³/s el canal debería descargar 30 m³/s, el vertedero de excesos del canal y el azud ubicado en el cauce secundario debería descargar los 132.70 m³/s, todo esto conservando la cota 54.70 m.s.n.m; lo mismo ocurre para los otros dos caudales.

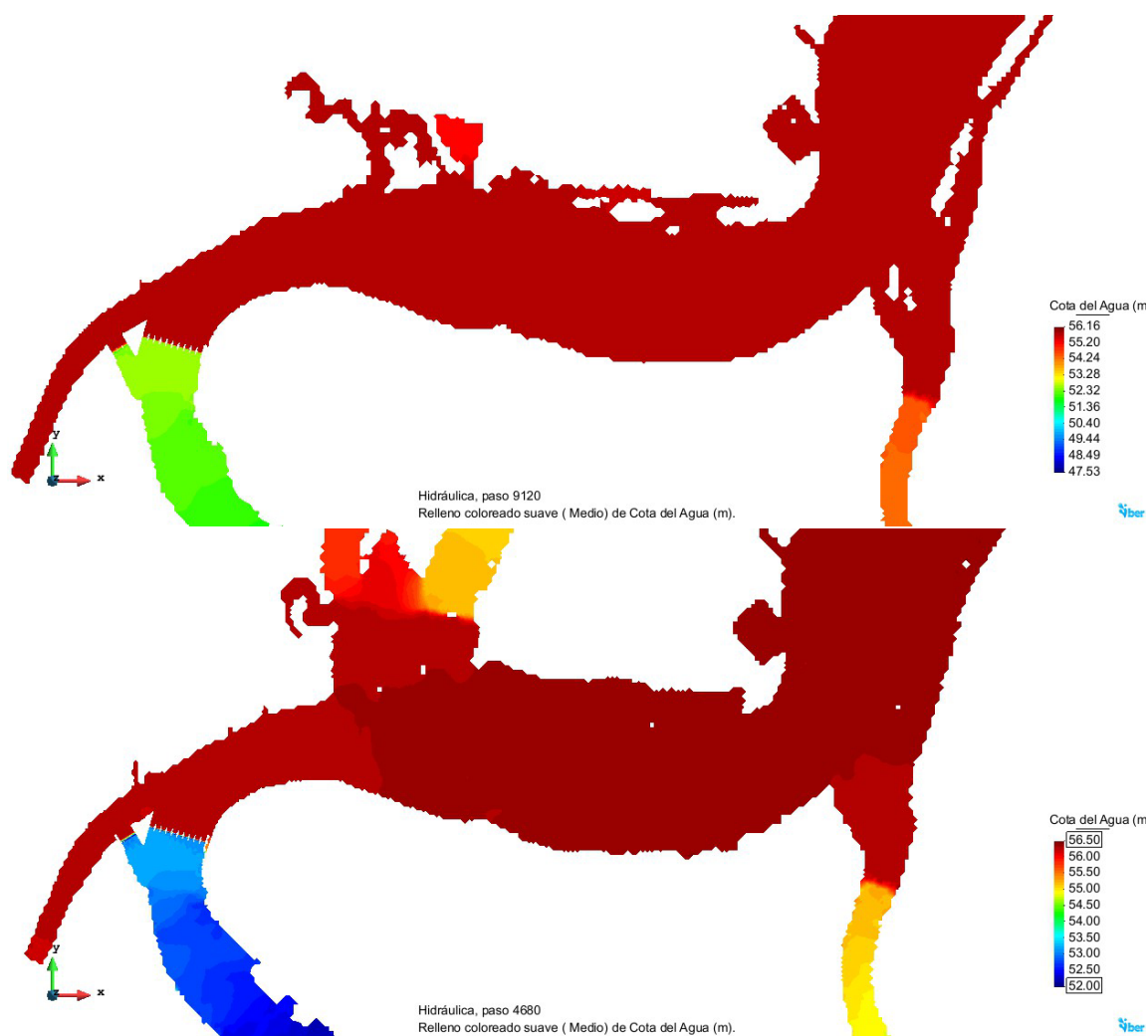
Como se indico en la sección 4.2.3 la cota de diseño es la 54.70 m.s.n.m. A manera de ejemplo, para el caudal de 162.70 m³/s el canal debería descargar 30 m³/s, lo que significa que el vertedero de excesos del canal y el azud ubicado en el cauce secundario debería descargar los 132.70 m³/s restantes, conservando la cota 54.70 m.s.n.m en el canal, con el propósito de no operar ninguna de las compuertas de la presa. Esto se debería cumplir para los otros caudales de 249.78 y 633.50 m³/s.

En la Figura 4.9 se muestran las cotas de flujo en áreas coloreadas para las caudales 162.70, 249.78 y 633.50 m³/s. Se observa que la cota del flujo es mayor de 54.70 m.s.n.m. en el canal para los 3 caudales. Los resultados expuestos no son los definitivos, pero de comprobarse al termino de la modelación con los 3 caudales que la cota de flujo sobrepasa la cota de diseño como en este caso, será necesario modelar operando las compuertas de la presa, o también se podría redefinir la cota del azud (55.00 m.s.n.m.) en el cauce secundario y modelar bajo esta condición.

La cota de flujo para el caudal de 3083.787 m³/s es 56.60 m.s.n.m como se mostró en la tabla 4.1 de la sección 4.1.4. La cota cota del flujo es menor que la cota de diseño de los diques (58.50 m.s.n.m.). Pero, este nivel podría incrementarse al término de la simulación, ya que de los resultados analizado se pudo observar un incremento en el área de inundación y de los niveles del flujo en el modelo numérico conforme se avanza el tiempo de simulación.

Figura 4.9: Cotas de flujo para los caudales 162.70, 249.78 y 633.50 m³/s





Para el caudal anterior, Figura 4.10, se observa un desbordamiento de agua al final del dique izquierdo a lo largo del cauce con una longitud aproximada de 270 m, otro desbordamiento se observa aguas abajo del cuenco dissipador (margen derecha).

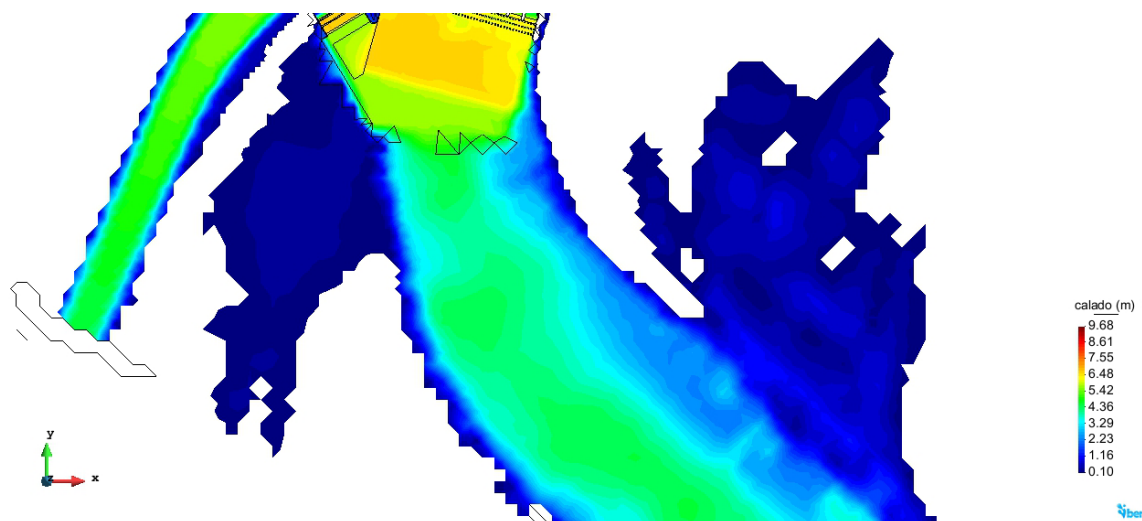


Figura 4.10: Zonas de desborde aguas abajo de las estructuras hidráulicas para el caudal de $3083.7878 \text{ m}^3/\text{s}$

Esto indica, en el primer caso que la longitud del dique no es suficiente para controlar flujo, en el otro caso, indica que de ser necesario se deberá implementar una obra para control en esa zona. Al término de la modelación se podrá definir con mayor precisión las áreas de inundación y los niveles de flujo que ayuden a definir posibles actuaciones.

CAPÍTULO 5

Conclusiones

De la modelación matemática del flujo en los modelos hidrodinámicos en 1-D y en 2-D en la primera etapa se ha obtenido resultados muy interesantes de los cuales se puede concluir lo siguiente: De los resultados obtenidos de la modelación matemática del flujo del río Quevedo realizada en condiciones naturales (Primera etapa), mediante los modelos en 1-D y 2-D, permite concluir lo siguiente:

- Los niveles de flujo de los caudales modelados en HEC-RAS e IBER son semejantes, mientras que las áreas de inundación presentan mayor variación, esto debido a la capacidad de cálculo de cada modelo. En el caso de los modelos bidimensional consideran la dirección de las ondas de flujo que tiene mayor influencia en los resultados a mayor velocidad; en cambio los modelos unidimensionales consideran que la velocidad es constante en toda la sección transversal, a lo largo del cauce o eje del río. Por lo que se puede usar el modelo unidimensional (HEC-RAS) para generar mapas de inundación a un coste computacional mínimo en comparación con el modelo bidimensional (IBER), para este tipo de ríos.
- De acuerdo a la curva de descarga en la zona de la captación obtenida en los modelos en 1-D y 2-D no se alcanza la cota requerida 54.70 m.s.n.m. para ninguno de los caudales medios mensuales de los meses de invierno modelados que permitan captar los 30 m³/s necesarios para el proyecto. Por lo que el (PRO-MAS, 2015) se ha propuesto implementar obras de encauzamiento, control y cierre del cauce que permitan alcanzar el nivel requerido para captar el caudal antes mencionado.

En la segunda etapa de la modelación (modelamiento del río más las obras hidráulicas descritas en el anterior parrafo), debido al tiempo computacional que toma IBER; no se ha logrado tener todos los resultados esperados en cuanto al análisis del comportamiento de las obras hidráulicas. Sin embargo, de los resultados parciales analizados hasta el momento se concluye:

- Para el caudal $Q = 162.70 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente al caudal mínimo de los medios mensuales de invierno, con las condiciones de borde de salida dado para la modelación en IBER; el nivel del flujo sobrepasa el nivel de las clapetas (compuertas) de la presa, al igual que sobrepasa la cota a la cual se esperaba en la modelación por lo que ha sido necesario construir varios modelos a fin de definir las condiciones de borde de salida que permita representar las condiciones reales.
- En cuanto a las obras de disipación para los caudales modelados de 162.70, 249.78 y 633, 1512.694 y 3083.787 m³/s, se evidencia una buena disipación de la energía. Disminuyendo la velocidad de 8 m/s en la presa a 2.5 m/s en el cuenco disipador para el caudal máximo. Mientras que aguas abajo de las obras de hidráulicas la velocidad media del cauce es 4.20 m/s. Por lo tanto las obras de disipación satisfacen los requerimientos de diseño.

- Se han identificado zonas de recirculación a la entrada al canal de conducción, a la entrada de la presa y a la entrada del azud del vertedero de excesos del canal de conducción; todas con velocidades muy bajas. Esto sugiere tasas de sedimentación altas, las cuales deberán ser analizadas en estudios posteriores.

5.1. limitaciones del estudio

Debido al coste computacional que presenta la modelación bidimensional en IBER, para la segunda etapa de la modelación (modelamiento del río más las estructuras hidráulicas); no se ha incluido ningún modulo de turbulencia. Ya que al hacer esto, el tiempo de cálculo es mucho mayor que el tiempo del cálculo sin turbulencia. Además, debido a que se esta modelando una extensión considerable del río (4.20 km), los cambios de tamaño abruptos de los elementos (celdas de la malla), aumentan la inestabilidad en los modelos, dando valores de la variable temporales Δt muy pequeños menores que la tolerancia por defecto, esto es conocido como error de courant.

5.2. Lineas de investigación

Uno de los desarrollos prioritarios que no se alcanzaron a cumplir en este estudio es modelación del flujo IBER, para caudales bajos a fin de conocer los niveles de flujo sobre las compuertas de la presa.

Otro desarrollo que deberá implementarse es la modelación unicamente de las estructuras hidráulicas, aplicando algún modelo de turbulencia. Uno de los que se recomienda utilizar para este tipo de estudios el modelo de turbulencia $k - \epsilon$. Esto permitirá conocer de manera mas detallada el comportamiento del flujo luego del azud del vertedero del excesos del canal de conducción y luego de las compuertas cuando el nivel de flujo sea mayor que el nivel de estas.

El modelo IBER que se uso esta diseñado para trabajar con Windows, por lo que no ha sido posible usar los cluster (supercomputadores), disponibles en la Universidad de Cuenca. Esto ha impulsado al PROMAS, en meses posteriores cambiar el lenguaje de programación de IBER de Windows a Linux, con esto se disminuirá significativamente el tiempo de cálculo de la modelación en IBER, al mismo tiempo que permitirá realizar muchas mas investigaciones usando este modelo.

Bibliografía

- Arcement, G. J. and Schneider, V. R. 1989. Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains. Number 2339. US Government Survey.
- Ayala Niño de Guzmán, J. 2015. Modelamiento hidráulico bidimensional para la determinación de planos de inundación de Quillacolla. PhD thesis, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia.
- Balairón, L. 2011. Modelación matemática en el ámbito de la dinámica fluvial. ii jornadas de ingeniería del agua.
- Barnes, H. H. 1967. Roughness characteristics of natural channels. Technical report, U.S. Geological Survey Water-Supply.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., Dolz, J., and Coll, A. 2014. Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 30(1):1 – 10.
- Bladé Castellet, E. 2006. Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones.
- Castellet, E. B., Cea, L., and Corestein, G. 2014. Modelización numérica de inundaciones fluviales. *Ingeniería del agua*, 18(1):71–82.
- Cea, L. 2005. An unstructured finite volume model for unsteady turbulent shallow water flow with wet-dry fronts: numerical solver and experimental validation. PhD thesis, thesis doctoral, Universidad de la Coruña, 248p.
- Cea, L., Agudo, J. P., and Vázquez-Cendón, M.-E. 2009a. Evaluación de corrientes litorales y frentes de marea mediante modelización bidimensional en rías y desembocaduras de ríos. *Ingeniería del agua*, 16(1):13–26.
- Cea, L., Vázquez-Cendón, M., and Puertas, J. 2009b. Modelización matemática en lecho fijo del flujo en ríos. modelos 1d y 2d en régimen permanente y variable. Grupo de Ingeniería del Agua y del Medioambiente. España.
- Cea, L., Vázquez-Cendón, M. E., and Puertas, J. 2009c. El método de volúmenes finitos aplicado a problemas de ingeniería fluvial y costera. *La Gaceta de la RSME*, 12(1):71–93.
- Center, H. E. 2010. HEC-RAS v4.1 Reference Manual. U.S Army Corps of Engineering, U.S.A, 4.1 edition.
- Chapra, S. C. and Canale, R. P. 2007. Numerical methods for engineering. Tata McGraw hill edu. Pvt. Limited, fifth edition.
- Chow, V. T. 1994. Hidráulica de canales abiertos. Clásicos (McGraw-Hill). McGraw-Hill.
- Fe Marqués, J. M. 2005. Aplicación del método de volúmenes finitos a la resolución numérica de las ecuaciones de aguas someras con incorporación de los esfuerzos debidos a las turbulencias.
- González Acedo, I. 2013. Aplicación de los métodos numéricos basados en volúmenes finitos para la resolución de problemas de mecánica de fluidos y sólidos termo-elásticos.
- Gracia Sánchez, J. and Maza Álvarez, J. A. 1996. Versión actualizada del manual de Ingeniería de ríos, Cap 11. Morfología de ríos. Instituto de Ingeniería de la UNAM, Mexico.
- Hack, J. T. 1990. El río y la forma, Introducción a la geomorfología fluvial. RIL editors.
- Li, D., Wang, J., Dong, Z., and Lai, X. 2009. Research and application of 1-d and

- 2-d coupling water environment numerical model for taihu basin. In: Bioinformatics and Biomedical Engineering, 2009. ICBBE 2009. 3rd International Conference on. IEEE, pages 1–4.
- Martínez, E. and Toledo, M. A. 2011. Comparación de modelo matemático bidimensional de aliviadero con dispositivo experimental. tema d. estructuras hidráulicas (primera opción). Desconocida, 8:12–25.
- Matsuda, I. 2004. River morphology and channel processes. Fresh Surface Water, in Encyclopedia of Life Support Systems, Developed under the Auspices of the UNESCO, ed. by JCI Dooze (EOLSS Publishers, Oxford, 2004), 1(1):12.
- Ochoa García, S. A., Reyna, T., Reyna, S., García, M., Patalano, A., Labaque, M., et al. 2014. Evaluación de modelos hidrodinámicos para representar flujos en cauces naturales. MASKANA, Vol. 5(No. Especial):83–95.
- PROMAS 2015. Climatología-hidrología-sedimentología y balance hídrico. Informe Tomo III, Universidad de Cuenca.
- Timbe Castro, L. M., Willems, P., et al. 2011. Desempeño de modelos hidráulicos 1d y 2d para la simulación de inundaciones lus timbe. MASKANA, Vol. 2(No. 1):91 – 98.
- USGS 1998. Surface-water field techniques training class. Report 98-4252, U.S. Geological Survey Water-Supply, U.S.A.
- Villazón, M. F., Timbe, L. M., Willems, P., et al. 2013. Comparative analysis of 1-d river flow models applied in a quasi 2-d approach for floodplain inundation prediction. MASKANA, Vol. 4(No. 1):107 – 126.
- Willems, P. 2012. Model uncertainty analysis by variance decomposition. Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, 42 - 44:21 – 30. Estimating and representing uncertainty in applied hydrology, hydraulics and water quality studies.

ANEXOS

Anexo A: Secciones transversales y Perfiles longitudinales

Figura A.1: Secciones transversales a lo largo del eje del río Quevedo obtenidas del modelo digital de elevación: En las figuras A.1a, A.1b, A.1c, A.1d, A.1e y A.1f, se muestran las secciones de las abscisas 4203, 3803, 3553, 2755, 1250 y 50 m, respectivamente

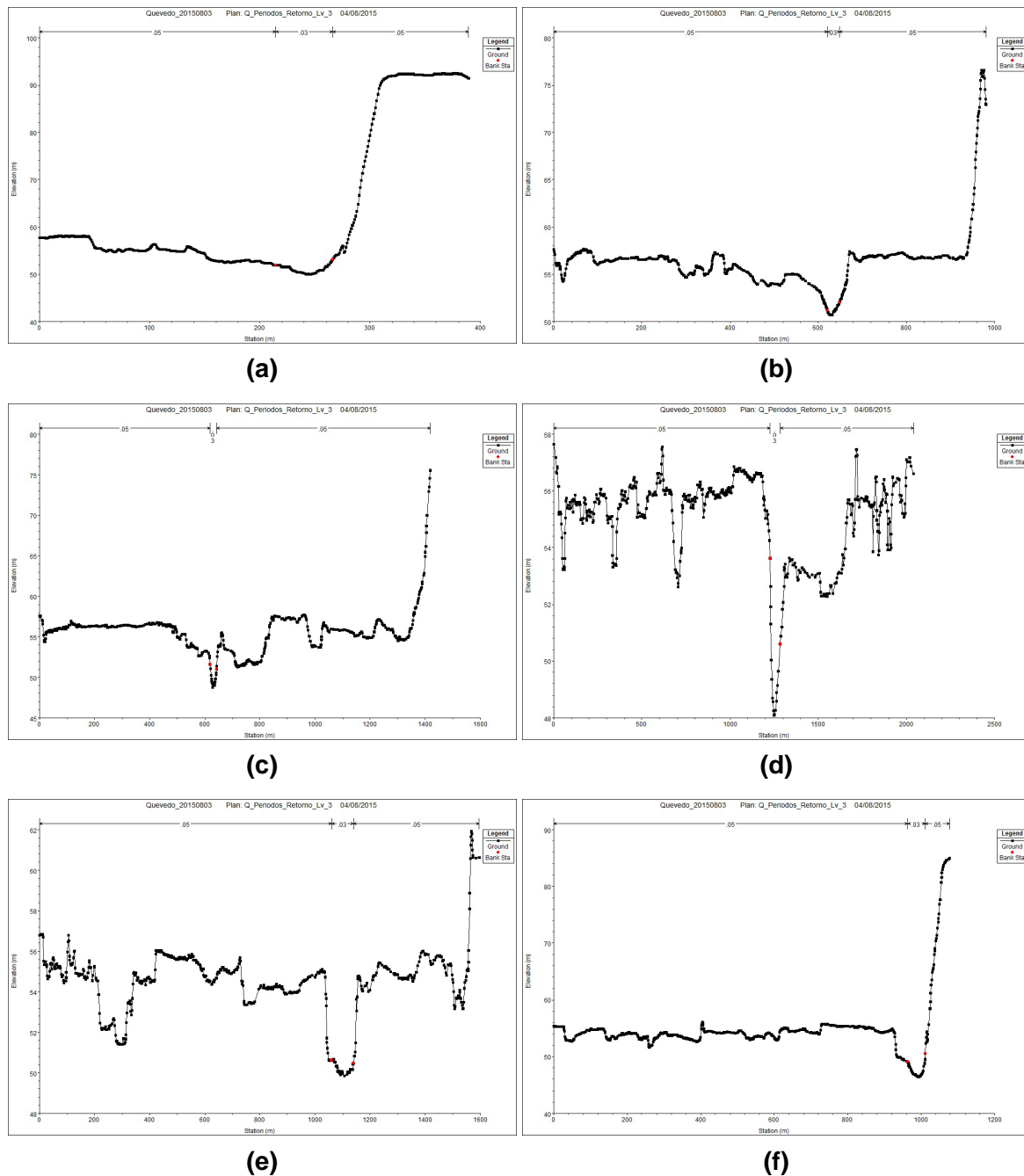
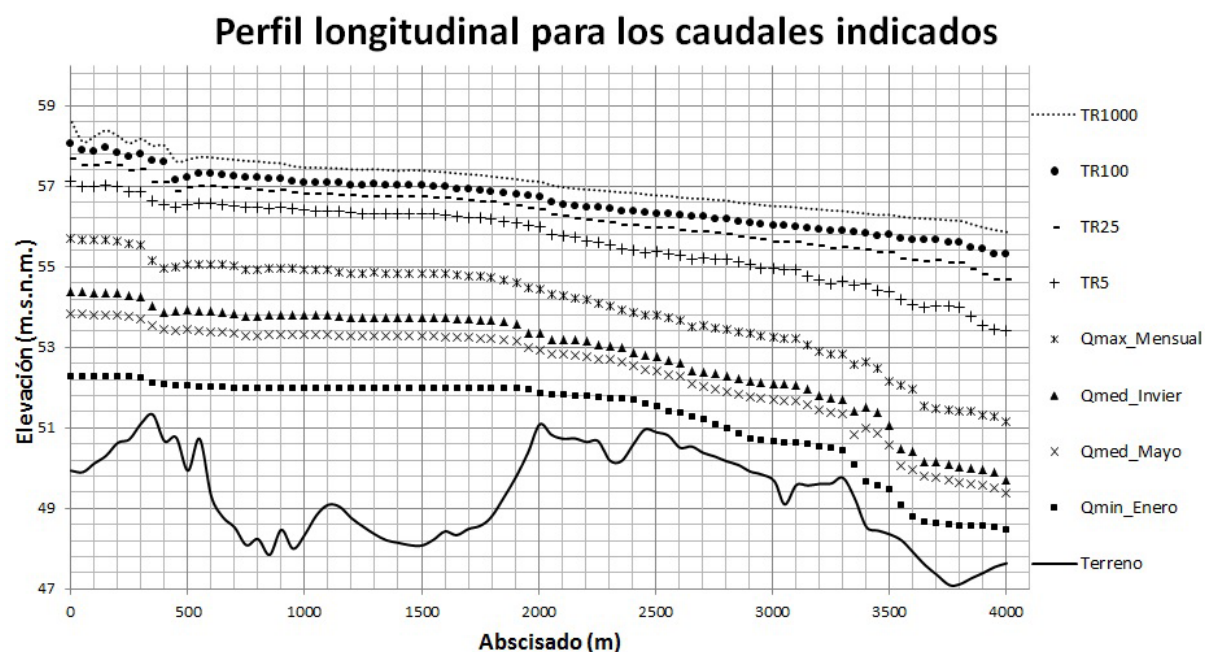
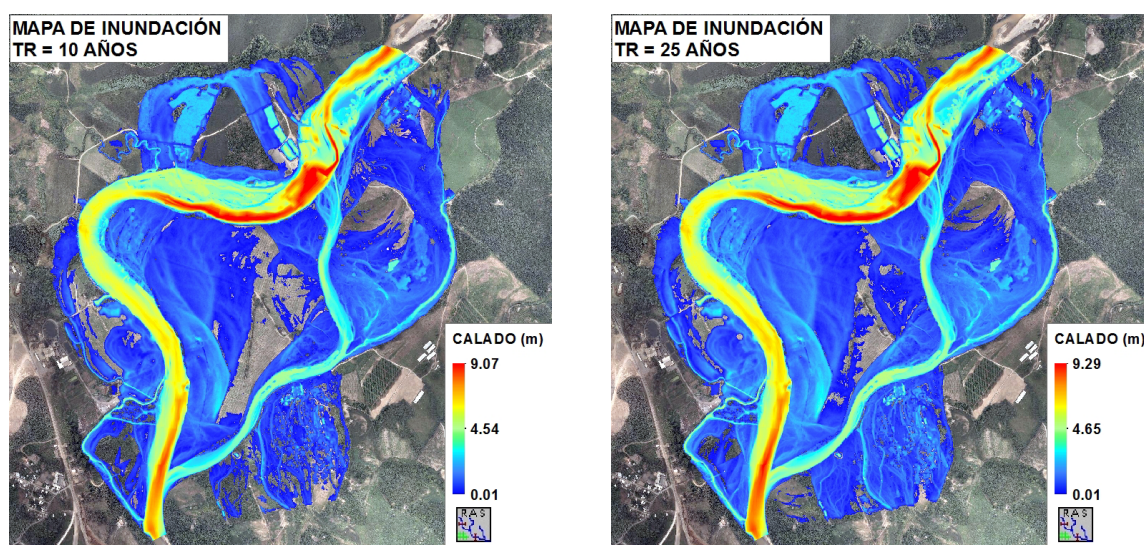


Figura A.2: Perfiles longitudinales para los caudales medios mensuales: mínimo de invierno, medio de mayo, medio de los meses de invierno y máximo de los meses de invierno; también, para los caudales de 5, 25, 100 y 1000 años de periodo de retorno



Anexo B: Mapas de inundación

Figura B.1: Mapas de inundación para los caudales de periodos de retorno de 10, 25, 200 y 500 mil años obtenidos de la modelación en HEC-RAS, generados en ArcGis



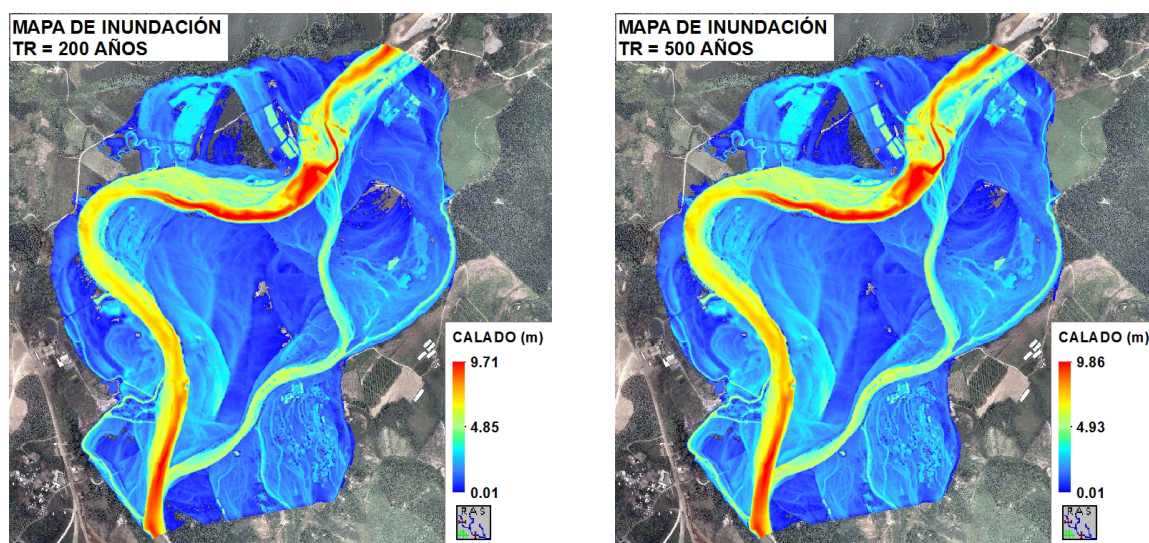
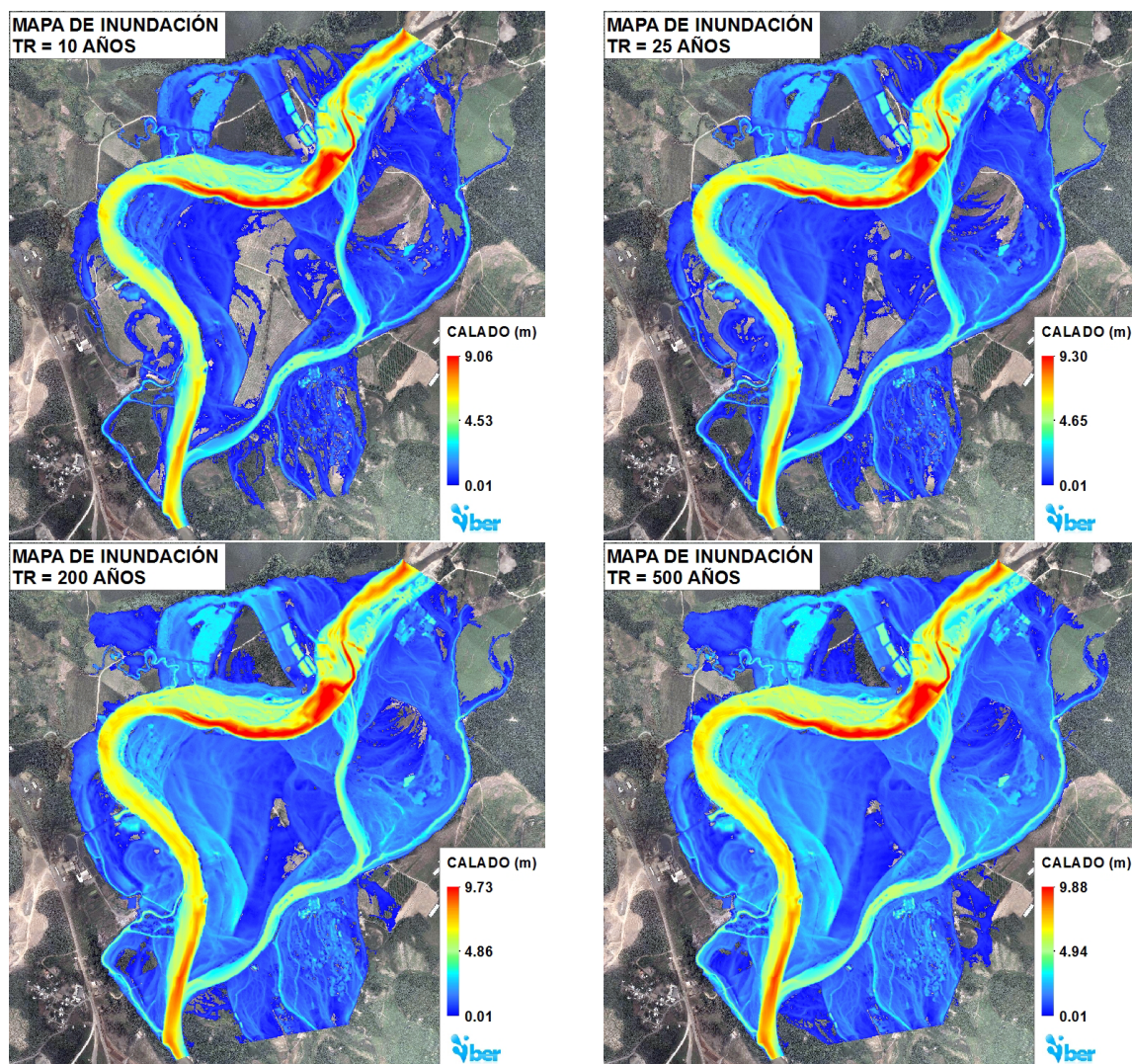


Figura B.2: Mapas de inundación para los caudales de periodos de retorno de 10, 25, 200 y 500 mil años obtenidos en IBER



Anexo C: Niveles y velocidades del flujo en las obras hidráulicas

Figura C.1: Niveles de flujo para los caudales 162.70, 249.694 y 633.50 m^3/s

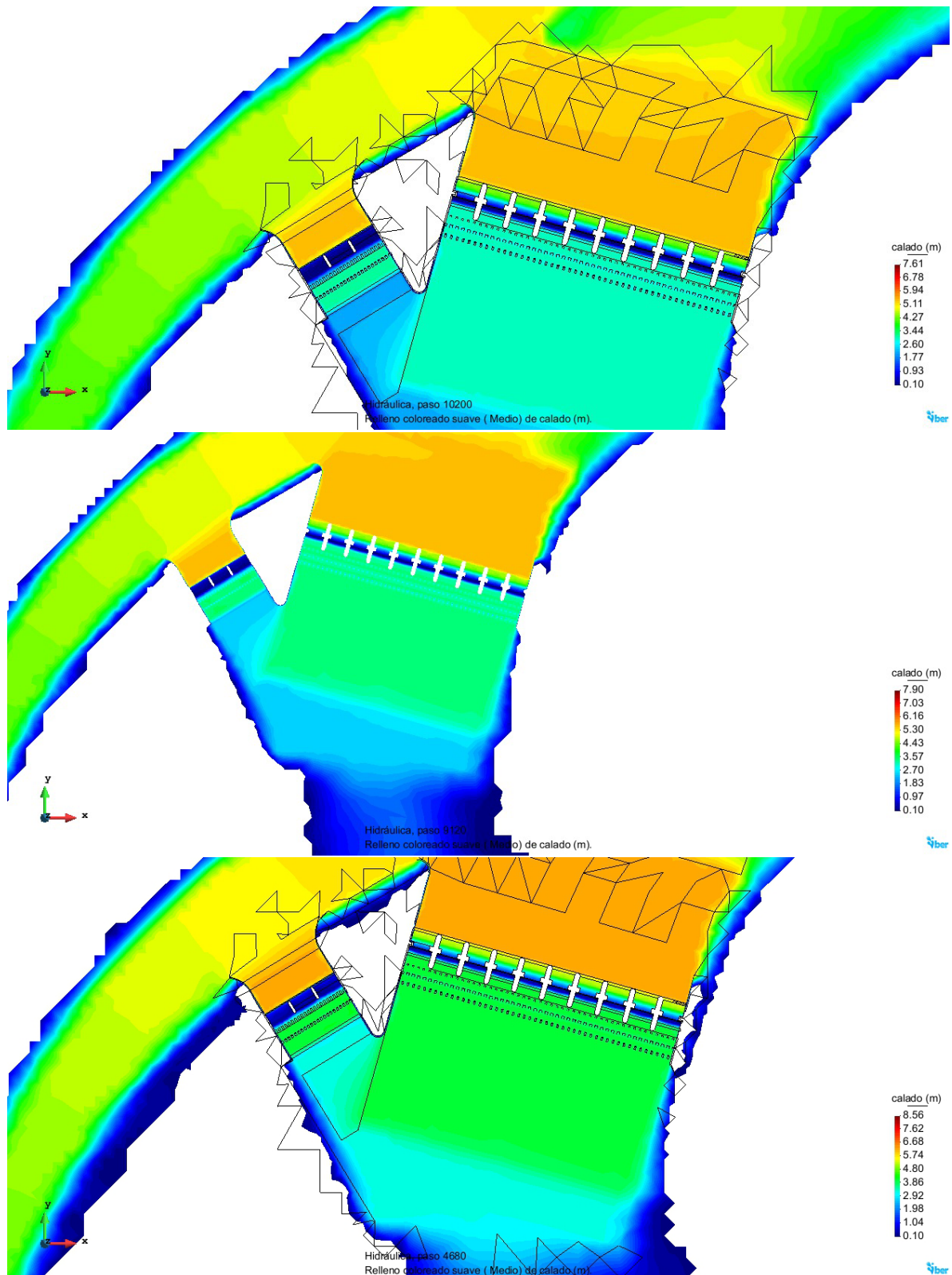


Figura C.2: Niveles de flujo para los caudales 1512.694 y 3083.787 m^3/s de 5 y 1000 años de periodo de retorno respectivamente

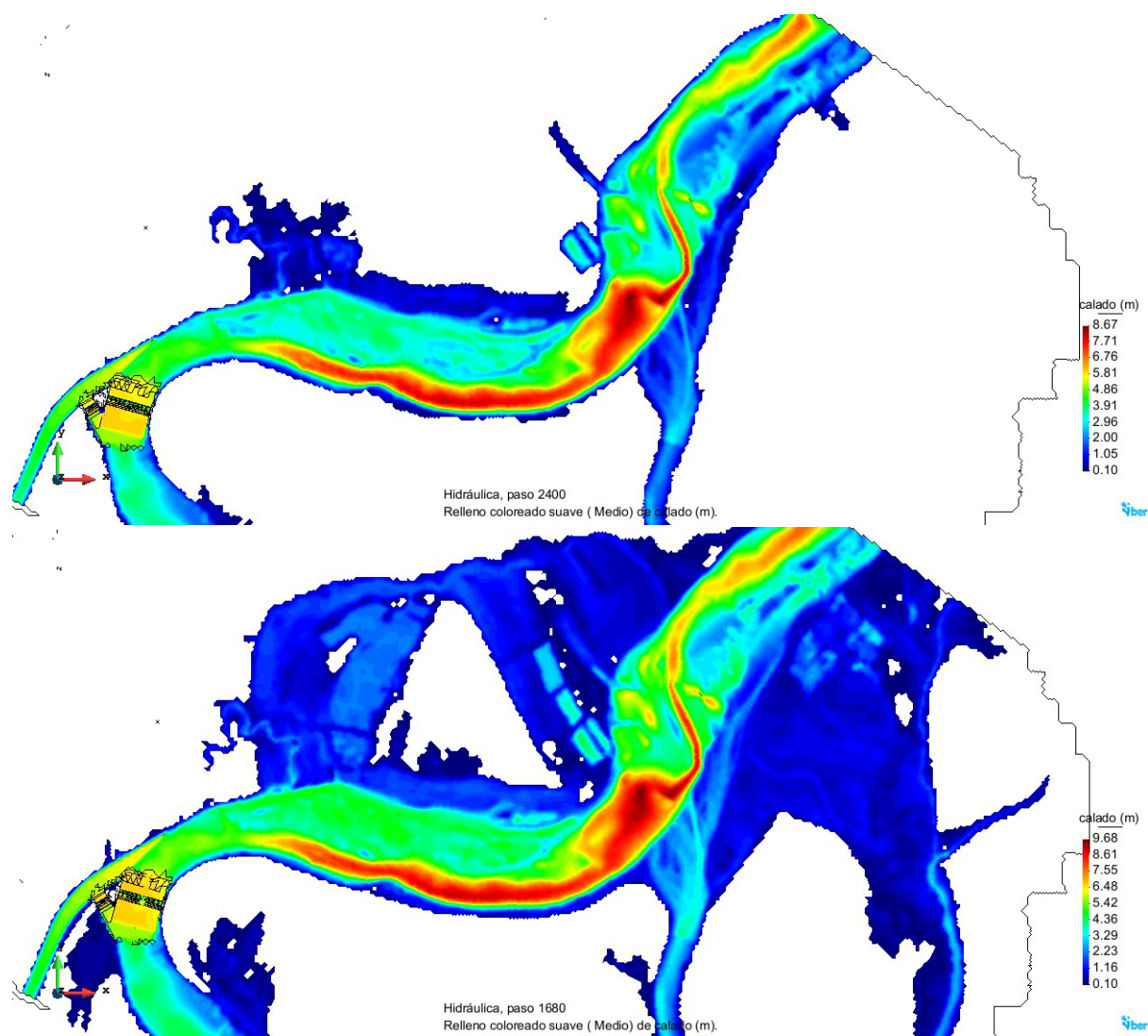


Figura C.3: Vectores de velocidad para los caudales 162.70, 249.694 y 633.50 m^3/s , en las estructuras hidráulicas

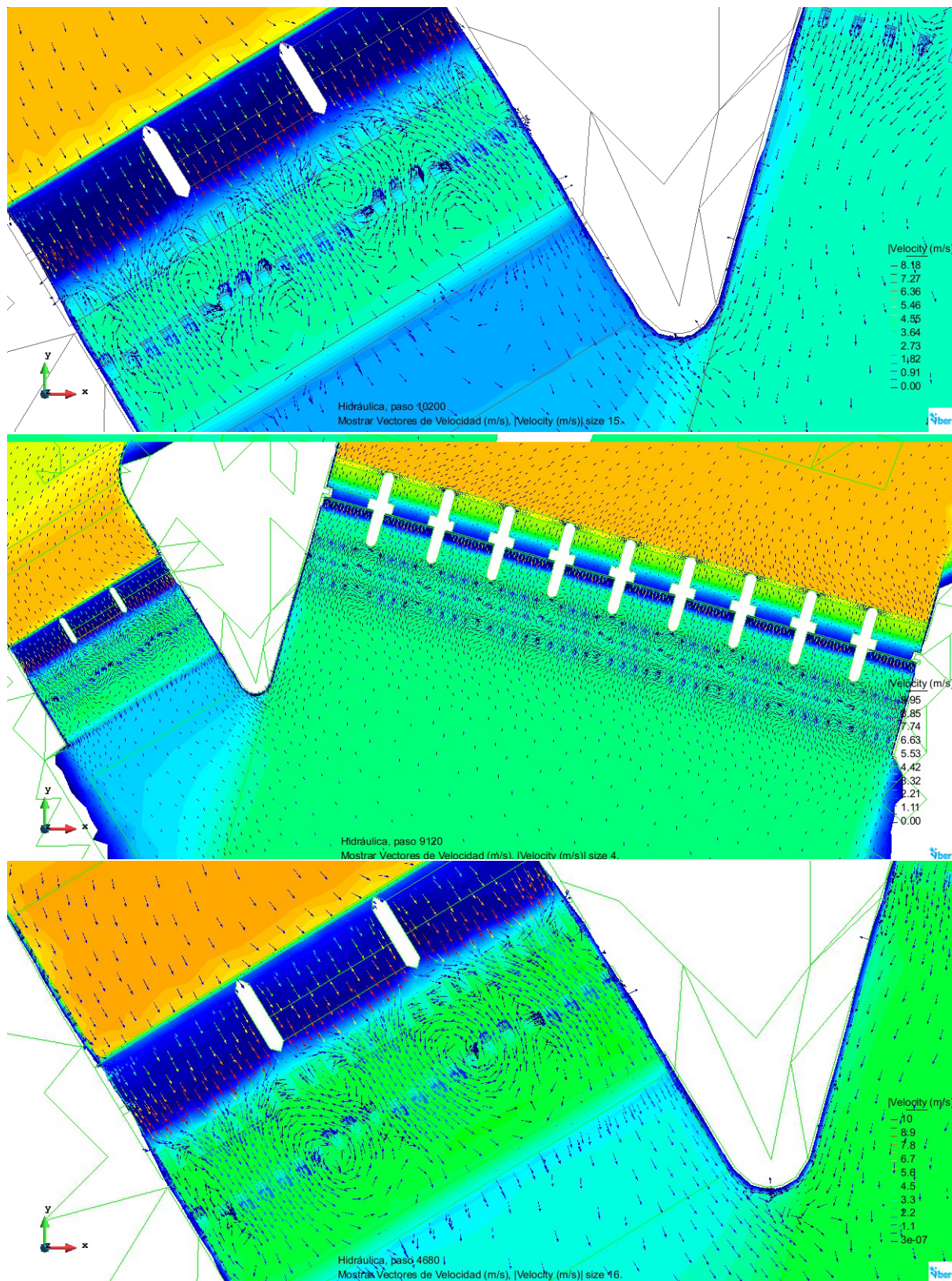


Figura C.4: Vectores de velocidad para los caudales 1512.694 y 3083.787 m^3/s de 5 y 1000 años de periodo de retorno respectivamente, en las estructuras hidráulicas

